

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV VODNÍCH STAVEB

INSTITUTE OF WATER STRUCTURES

**NÁVRH REKONSTRUKCE JEZU PŘÍZŘENICE NA ŘECE
SVRATCE**

RECONSTRUCTION OF THE PŘÍZŘENICE WEIR AT THE SVRATKA RIVER

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Michal Trněný

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. TOMÁŠ JULÍNEK, Ph.D.

BRNO 2017



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

STUDIJNÍ PROGRAM	N3607 Stavební inženýrství
TYP STUDIJNÍHO PROGRAMU	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
STUDIJNÍ OBOR	3607T027 Vodní hospodářství a vodní stavby
PRACOVISTĚ	Ústav vodních staveb

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

DIPLOMANT	Bc. Michal Trněný
NÁZEV	Návrh rekonstrukce jezu Přízřenice na řece Svatce
VEDOUCÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE	Ing. Tomáš Julínek, Ph.D.
DATUM ZADÁNÍ	31. 3. 2016
DATUM ODEVZDÁNÍ	13. 1. 2017

V Brně dne 31. 3. 2016

.....
prof. Ing. Jan Šulc, CSc.

Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA

Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Úprava tokov, Raplík, M., Výbora, P., Mareš, K., Alfa, Praha, 1989.
Jezy, Gabriel a kol., SNTL, Praha, 1989.
Navrhování jezů, Výbora P., Podsedník, O. VUT Brno, 1989.
Vodní stavby I, Maleňák, J., Podsedník, O. Šlezinger, M., VUT Brno, 2002.
Vegetační doprovod vodních toků a nádrží, Šlezinger, M., VUT Brno, 1996.
Hydraulika a hydrologie, Jandora, J., Stara, V., Starý, M., VUT Brno, 2002.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ (ZADÁNÍ, CÍLE PRÁCE, POŽADOVANÉ VÝSTUPY)

Diplomová práce bude obsahovat variantní návrh pohyblivé hradící konstrukce jezu Přízřenice na řece Svratce. Na základě hodnocení stávajícího stavu konstrukce a definovaných kritérií bude proveden návrh rekonstrukce tělesa jezu a hradící konstrukce. Návrh bude zohledňovat stávající funkce vodního díla (např. odběr do stávajícího náhonu) a bude doplněn návrh dalších objektů jako je rybí přechod a MVE. Zároveň bude posouzen stupeň ochrany okolního území před povodněmi. Návrh bude zahrnovat jak zhodnocení a popis stávající situace (pevné konstrukce, toku, atd.), tak i variantní návrh konstrukčního řešení pohyblivé hradící konstrukce včetně úprav přilehlé části koryta. Součástí by měl být i návrh dalších souvisejících objektů, uspořádání břehových partií a doprovodných porostů.

Řešení bude obsahovat textovou část včetně hydraulických výpočtů provedených za použití vhodných softwarových prostředků a část výkresovou, která bude zahrnovat jednoduchou výkresovou dokumentaci navržené konstrukce. Obsahem diplomové práce bude:

1. Technická zpráva včetně hydraulických výpočtů
2. Situace navrhovaných opatření
3. Výkresové přílohy navržené konstrukce (půdorysy, řezy, detaily)
4. Fotodokumentace

STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ/DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

.....
Ing. Tomáš Julínek, Ph.D.

Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Diplomová práce se zabývá návrhem rekonstrukce pohyblivé tabulové jezové konstrukce Přízřenice na řece Svratce na pohyblivou Jezovou konstrukci. První část obsahuje teoretický úvod a zpracovává údaje o zájmovém území a výběr vhodného konstrukčního řešení pro rekonstrukci jezu, kdy bylo popsáno několik typů pohyblivých uzávěrů. Součástí řešení bude i návrh malé vodní elektrárny. Dále byl popsán stávající stav objektů a koryta toku Svratky v zájmovém území. V další části se bakalářská práce zabývá návrhem a následným posouzením navržené pohyblivé jezové konstrukce. Nejprve byla navržena a posouzena pevná spodní stavba a výška hradící konstrukce. Dále pak návrh a posouzení podjezí a celkové stability navržené konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Jez, Manipulace, Říční koryto, Rybí přechod, Pohyblivá hradící konstrukce, Posouzení, Malá vodní elektrárna

ABSTRACT

The Diploma Thesis deals with the design of reconstruction of the controlled weir "Prizrenice" on the river Svratka to a new gate weir structure. The first part focuses on theoretical intro and the processing of data on the area of interest and the selection of appropriate design solution for the reconstruction of the weir, where there are described several types of movable gate. As a part of solution, there will be design of small hydro power station. At the end of this part the current condition of the buildings and the channel of the Svratka river in the area of interest is evaluated. In the second part, the Thesis deals with the design of the gate weir structure and its subsequent assessment. At first, the solid substructure and the height of the gate is designed and assessed. Subsequently, the stilling basin is designed and in conclusion, the overall stability of the designed structure is assessed.

KEYWORDS

Weir, Manipulation, Riverbed, Fish pass, Gate weir structure, Assessment, Small hydro power station

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Bc. Michal Trněný *Návrh rekonstrukce jezu Přízřenice na řece Svatce*. Brno, 2016. 100 s., 62 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav vodních staveb. Vedoucí práce Ing. Tomáš Julínek, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 9. 12. 2016

Bc. Michal Trněný
autor práce

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY VŠKP

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané bakalářské práce je shodná s odevzdanou listinnou formou

V Brně dne

.....

Podpis autora

Bc. Michal Trněný

PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych chtěl poděkovat povodí Moravy za poskytnutí podkladů potřebných ke zhotovení této práce.

OBSAH

1	ÚVOD.....	12
1.1	Cíl diplomové práce	12
2	TEORETICKÝ ÚVOD.....	13
2.1	JEZOVÁ KONSTRUKCE	13
2.2	DĚLENÍ JEZŮ	13
2.2.1	Dle konstrukce	13
2.2.2	Dle tvaru přelivné hrany	14
2.3	HYDRAULIKA PŘELIVU	15
2.4	PEVNÝ JEZ	17
2.4.1	Dřevené pevné jezy.....	17
2.4.2	Zděné, kamenné a betonové jezy	18
2.5	POHYBLIVÉ JEZY	19
2.5.1	Hradidlové jezy.....	19
2.5.2	Hradlové jezy.....	19
2.5.3	Stavidlové jezy.....	20
2.5.4	Klapkové jezy	20
2.5.5	Segmentové jezy	23
2.5.6	Vakové jezy (pneumatické)	24
2.6	RYBÍ PŘECHOD.....	25
2.6.1	Tůňový rybí přechod.....	26
2.6.2	Štěrbínový rybí přechod.....	26
2.6.3	Komůrkový rybí přechod.....	27
2.6.4	Kartáčový rybí přechod	27
2.7	MALÁ VODNÍ ELEKTRÁRNA.....	28
2.7.1	Členění malých vodních elektráren.....	28
2.7.2	Výběr vhodného turbosoustrojí.....	29
3	VSTUPNÍ ÚDAJE.....	31
3.1	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE.....	31
3.2	POPIS ZÁJMOVÉ LOKALITY	31
3.2.1	Popis koryta nad a pod jezem	33
3.2.2	Popis vodního díla	33
3.2.3	Opravy provedené na vodním díle	34
3.3	HYDROLOGICKÉ POMĚRY	34
3.4	ROZSAH ZÁPLAVOVÉHO ÚZEMÍ.....	36
3.5	GEOMORFOLOGIE	37
3.6	GEOLOGICKÉ POMĚRY	37
3.7	POPIS STÁVAJÍCÍHO POHYBLIVÉHO JEZU	38

3.7.1	Spodní stavba jezu	38
3.7.2	Pohyblivá část jezu	38
3.7.3	Odběrná zařízení	39
3.8	DALŠÍ VYUŽITÍ	40
4	NÁVRH KONSTRUKCE (ÚROVEŇ NADPISU)	41
4.1	HODNOCENÍ PODKLADŮ	41
4.2	NÁVRH HRADÍCÍ KONSTRUKCE	42
4.2.1	Volba pohyblivého uzávěru	42
4.2.2	Volba tvaru přelivné hrany	43
4.3	NÁVRH MVE	43
4.3.1	Volba turbín MVE	43
4.3.2	Volba umístění MVE	43
4.3.3	Průtoky - manipulace	44
4.4	NÁVRH RYBÍHO PŘECHODU	44
4.4.1	Řešení lákavého proudu RP	46
4.5	VARIANTY REKONSTRUKCE (DISPOZIČNÍ ŘEŠENÍ)	47
4.5.1	Variety rekonstrukce	47
4.5.2	Posouzení varianty A	48
4.5.3	Posouzení varianty B	49
4.5.4	Posouzení varianty C	49
4.5.5	Posouzení varianty D	49
5	HYDROTECHNICKÉ VÝPOČTY	50
5.1	HYDROLOGICKÁ DATA	50
5.2	HLADINA STÁLÉHO VZDUTÍ	50
5.3	NÁVRH SPODNÍ STAVBY	50
5.4	NÁVRH PEVNÉHO PRAHU	51
5.5	VÝPOČET POTŘEBNÉ ŠÍŘKY PŘELIVU PRO Q_N	52
5.6	NÁVRH HRADÍCÍ KONSTRUKCE A OVĚŘENÍ KAPACITY	53
5.7	MĚRNÁ KŘIVKA PŘELIVU	54
5.8	MĚRNÉ KŘIVKA PŘI MANIPULACI S UZÁVĚRY	56
5.9	NÁVRH PODJEZÍ	60
5.9.1	Návrh hloubky vývaru	60
5.9.2	Tloušťka vývarové desky	61
5.9.3	Délka vývaru	62
5.9.4	Délka opevnění za vývarem	63
5.9.5	Tloušťka opevnění za vývarem	63
5.10	RYBÍ PŘECHOD	64
5.11	MALÁ VODNÍ ELEKTRÁRNA	65

5.11.1	Návrh typu turbíny.....	66
5.11.2	Návrh velikosti turbíny	66
5.11.3	Návrh počtu turbín	67
5.11.4	Výpočet množství energie produkované MVE.	67
5.11.5	Přibližný návrh rozměrů MVE.....	69
6	POSOUZENÍ STABILITY JEZOVÉ KONSTRUKCE	70
6.1	VÝPOČET PŮSOBÍCÍCH SIL	70
6.1.1	Úrovně hladin	71
6.1.2	Mezní stavy.....	71
6.1.3	Význam objektu.....	72
6.1.4	Zatížení za normálního stavu	72
6.1.5	Zatížení za povodňového stavu.....	75
6.2	POSOUZENÍ STABILITY	76
6.2.1	Bezpečnost proti posunutí základové spáry	77
6.2.2	Bezpečnost proti překlopení kolem vzdušné hrany	78
6.2.3	Bezpečnost proti nadzvednutí	79
6.2.4	Bezpečnost proti prolomení vývarové desky	80
6.2.5	Vnitřní a vnější sufoze	81
6.3	ZHODNOCENÍ MEZNÍCH STAVŮ ROVNOVÁHY	82
7	TECHNICKÉ ŘEŠENÍ.....	83
7.1	ODBĚRNÝ OBJEKT A NÁTOKOVÝ OBJEKT PRO MLÝNSKÝ NÁHON.....	83
7.2	JEZOVÉ TĚLESO.....	83
7.3	POHYBLIVÁ HRADÍCÍ KONSTRUKCE	83
7.4	STŘEDNÍ-DĚLÍCÍ PILÍŘ A ZAVAZOVACÍ KŘÍDLO	84
7.5	VÝVAROVÁ DESKA	85
7.6	PROVIZORNÍ HRAZENÍ, LÁVKA.....	85
7.7	OPEVNĚNÍ PODJEZÍ	85
7.8	RYBÍ PŘECHOD.....	86
7.8.1	Návrh konstrukce.....	86
7.8.2	Dostatečný lákavý proud	86
7.9	MANIPULACE	87
7.9.1	Hospodaření s vodou a dodržování hladiny	87
7.9.2	Nakládání s vodou v období minimálních průtoků	87
7.9.3	Nakládání s vodami v období běžných průtoků do Q_1	88
7.9.4	Nakládání s vodami v období návrhového povodňového průtoku.....	88
7.10	ZAČLENĚNÍ DO KRAJINY	89
8	ZÁVĚR.....	90
9	POUŽITÁ LITERATURA.....	91

10	SEZNAM TABULEK	93
11	SEZNAM OBRÁZKŮ	94
12	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ	96
13	SEZNAM PŘÍLOH.....	99

1 ÚVOD

Tématem diplomové práce bylo vypracování nové varianty pohyblivé konstrukce místo stávajícího stavidlového jezu Přízřenice na řece Svatce v říčním kilometru 40,840km. Tato varianta byla zadána z důvodu plánu na přestavbu jezů na Svatce z pevných na pohyblivé konstrukce.[8]

Zájmové území se týká přilehlého okolí Jezů Přízřenice. Stoletý průtok $Q_{100} = 285 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ byl zvolen jako návrhový, protože se objekt nachází v blízkosti městské části Brno – Přízřenice, obchodního centra Olympia a modřické čistírny odpadních vod pro město Brno. Hodnota průtoku Q_{100} byla převzata z manipulačního řádu jezu Přízřenice [1]. [9].

Pro přestavbu na pohyblivou konstrukci byl zvolen klapkový uzávěr. Parametry objektu byly navrženy tak, aby mohl být využit energetický potenciál vody pomocí malé vodní elektrárny. [8] Součástí projektu je i zjednodušený návrh malé vodní elektrárny a její umístění a dále rybího přechodu, který umožní migraci živočichů na řece.

1.1 CÍL DIPLOMOVÉ PRÁCE

Cílem Bakalářské práce je navrhnout pohyblivou jezovou konstrukci na řece Svatce v lokalitě Přízřenice. V této lokalitě bude popsán stávající stav a navrženy parametry nové jezové konstrukce tak, aby byly zajištěny stávající funkce konstrukce (protipovodňová ochrana, využití vodní energie (MVE)) a aby byly zlepšena kapacita jezové konstrukce.

Návrh bude zahrnovat popis stavu stávající konstrukce, návrh úpravy konstrukce včetně vhodných pohyblivých hradících prvků a přilehlých objektů. Ideově bude proveden i zjednodušený návrh malé vodní elektrárny a opatření z hlediska migrační prostupnosti (rybí přechod).

Výstupem budou hydrotechnické výpočty a výkresové přílohy.

2 TEORETICKÝ ÚVOD

2.1 JEZOVÁ KONSTRUKCE

Jez je vzdouvací zařízení vybudované v korytě toku, které v něm trvale, nebo dočasně vzdouvá vodu k různým vodohospodářským účelům[2]:

Jezy plní tyto funkce:

- Zajištění potřebné hloubky k odběru vody pro vodárenské, průmyslové, zemědělské, protipožární účely,
- Jsou nezbytnou součástí splavení vodních toků, zajišťují potřebnou plavební hloubku,
- Umožňují gravitační odběr vody, vytváří spád využitelný pro energetické účely,
- Regulují výšku hladiny podzemní vody v přílehlém říčním údolí v souladu s potřebou vody zemědělských plodin a lesních kultur,
- Plní funkci spádového stupně, vyrovnávají spádové poměry, umožňují vypouštění vod do podjezí,
- Mají význam estetický, vytváří vodní plochu využitelnou k rekreačním účelům.

2.2 DĚLENÍ JEZŮ

2.2.1 Dle konstrukce

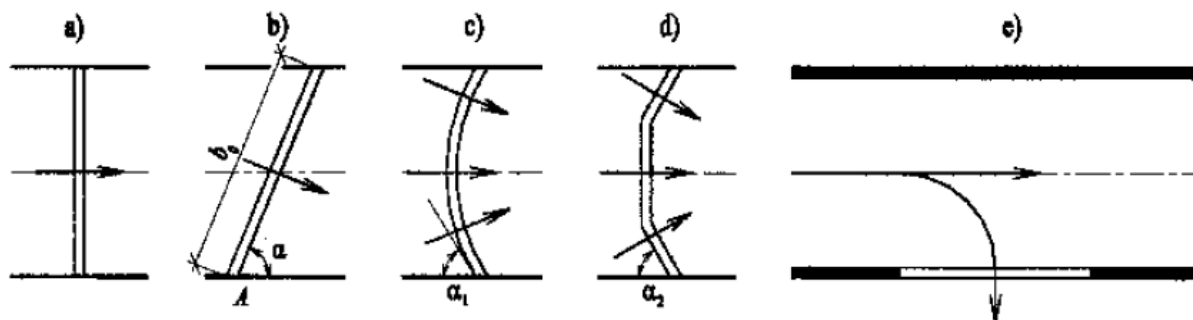
Dle konstrukce se jezy dělí na[2]:

- **Pevné** - tvoří je stabilní hradicí jezová konstrukce ze dřeva, kamene, betonu apod. Výška vzdutí hladiny nad jezem závisí na průtoku v řece
- **Pohyblivé** – skládají se z pevné spodní části jezu a pohyblivých hradicích jezových uzávěrů různého konstrukčního uspořádání. Horní část spodní stavby jezu bývá buď na úrovni dna, nebo mírně vyvýšená nad dnem. Pohyblivá část jezu umožňuje regulaci výšky hladiny nad jezem. Při průchodu velkých vod se hradicí konstrukce buď vysune, nebo sklopí, tím umožní průchod velkých vod
- **Kombinované** – skládají se z více částí, kdy jedna část tvoří pevný jez a zbylé části jsou pohyblivé.

2.2.2 Dle tvaru přelivné hrany

Tvar přelivné hrany závisí na konstrukci jezu. Dělí se na přímé, lomené a zakřivené viz obr 2.1. [3]:

- Jezy přímé: - a, kolmý, b, šikmý, e, boční
- Jezy zakřivené: - c, obloukový
- Jezy lomené: - d, lomený



Obrázek 2.1: Tvary přelivných hran

2.3 HYDRAULIKA PŘELIVU

Pro zjištění přepadového množství přes jezové těleso je možné použít následujících rovnic [3]:

$$Q = \sigma_z * m * b_0 * \sqrt{2g} * h_0^{3/2} \quad (2.3.1)$$

$$b_0 = b - (n\varepsilon_p + 2\varepsilon_k) * h_0 \quad (2.3.2)$$

σ_z Součinitel zatopení (pro dokonalý přepad $\sigma_z = 1$, pro nedokonalý $\sigma_z < 1$) [-]

b_0 Účinná šířka přepadu [m]

b Šířka přelivu [m]

n Počet kontrakcí [-]

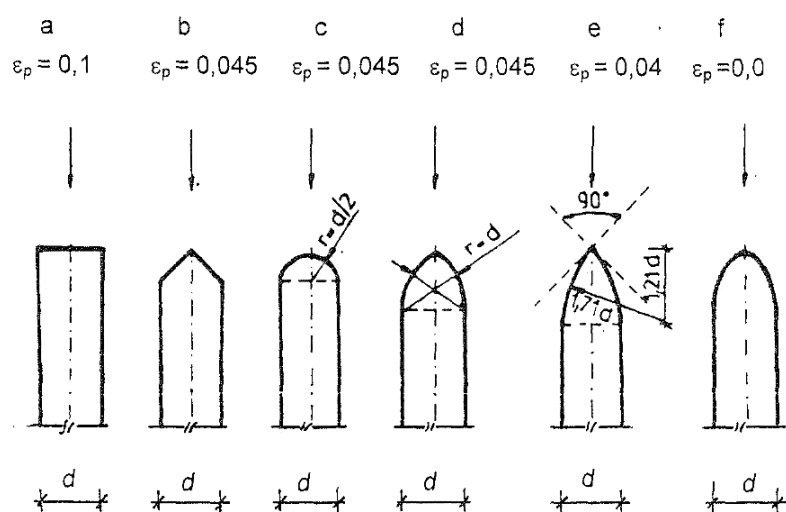
h_0 Energetická přepadová výška [m]

m Součinitel přepadu [-]

g Gravitační zrychlení [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$]

ε_p Tvarový součinitel boční kontrakce návodního pilíře (viz obr. 2.2)

ε_k Tvarový součinitel kontrakce bočních křídel břehového pilíře



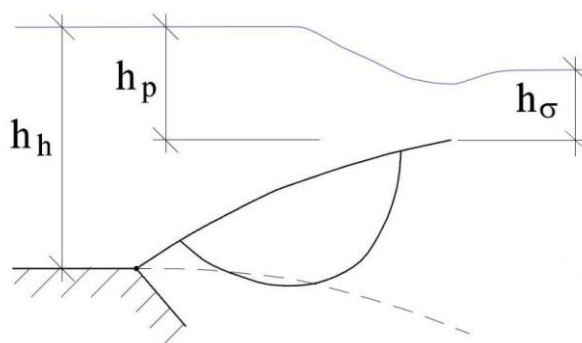
Obrázek 2.2: Přední i zadní zhlaví návodního pilíře [5]

Pro návrh přepadového součinitele během manipulace hradící konstrukce m_σ bylo využito následující tabulky [19]:

Tabulka 1: Orientační hodnoty součinitele přepadu m_σ [19]

Hodnoty přepad. součinitele m_σ				
h_p/h_h	Poměr h_σ/h_h			
	0,0	0,1	0,5	0,7
0,10	0,479	0,479	0,487	0,487
0,20	0,456	0,456	0,461	0,465
0,30	0,435	0,435	0,438	0,441
0,40	0,416	0,416	0,418	0,421
0,50	0,399	0,399	0,398	0,396
0,60	0,384	0,384	0,373	0,368
0,70	0,372	0,372	0,355	0,348
0,80	0,368	0,368	0,351	0,343
0,90	0,378	0,378	0,370	0,363
1,00	0,443	0,443	0,413	0,409

Výchzí hodnoty pro tuto tabulku jsou patrné z následujícího obrázku



Obrázek 2.3: Schéma návrhu přepadového součinitele [19]

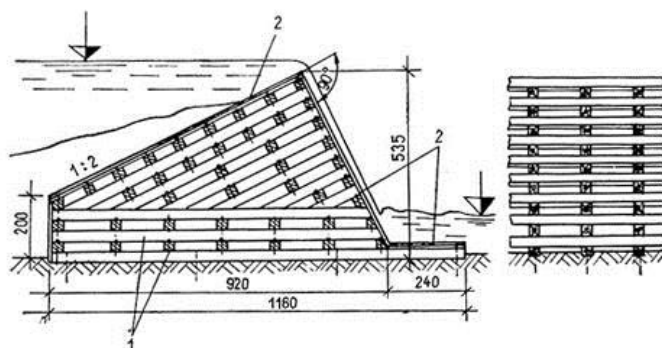
Dle výše uvedených vztahů budou nejprve navrženy a posouzeny rozměry spodní stavby jezu. Dále bude navržena vhodná hradicí konstrukce včetně jejích rozměrů. Na konec bude u spodní stavby i hradicí konstrukce bude vyhotovena měrná křivka jak samotné spodní stavby, tak i manipulace hradicí konstrukce.

2.4 PEVNÝ JEZ

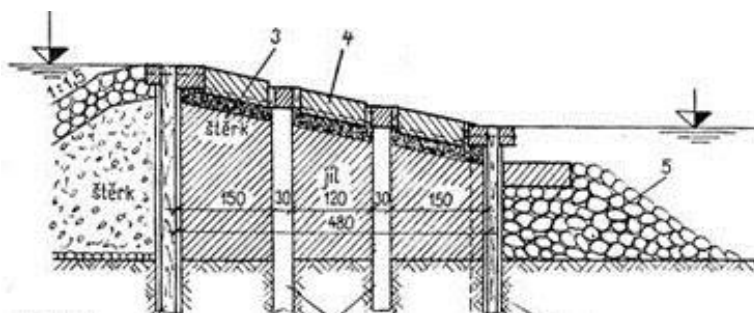
Na koruně přelivu pevného jezu se neumísťují hradící uzávěry. Výška vzduť nad jezem tj. výška hladiny nad hranou přelivu, závisí na množství přepadající vody přes pevnou jezovou konstrukci. Pevné jezy se dělí podle použitého materiálu, konstrukce, půdorysného uspořádání apod.

2.4.1 Dřevěné pevné jezy

Patří k nejstarším jezovým konstrukcím; vzhledem k malé životnosti staví se dnes dřevěné jezy málo, převážně jako provizorní stavby, častěji na bystřinách. Srubové konstrukce jezu – obr. 2.4 se doposud používají v lesnatých a horských oblastech v korytech s balvanitým podložím. Srubová konstrukce se naplní kamenem, čímž se docílí požadovaný statický účinek. Jez je pro vodu propustný.[2].



Obrázek 2.4: Srubový jez[2]

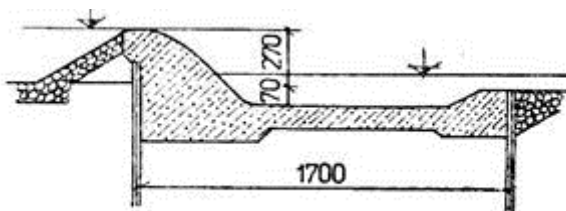


Obrázek 2.5: Dřevěný jez s kamennou výplní[2]

2.4.2 Zděné, kamenné a betonové jezy

Patřily k nejrozšířenějším pevným jezovým konstrukcím. Jezové těleso těchto jezů tvoří jádro z lomového kamene, betonu, železobetonu; přelivná hrana se zpevňuje kamennou dlažbou z opracovaného kamene; kamenem se vyzdívají obvodové plochy jezové konstrukce. Příklad zděné jezové konstrukce je uveden v obrázku 2.6. Tvar přelivného tělesa jezu je výhodné navrhovat s proudnicovou bezpodtlakovou přelivnou plochou.

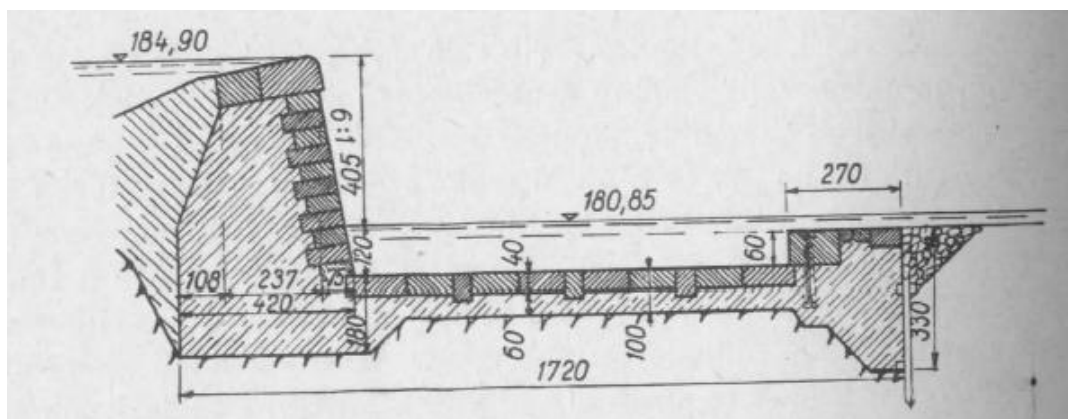
Pevné jezové konstrukce neumožňují při různých průtocích plynulou regulaci výšky hladiny nad jezem a v současnosti se navrhuje poměrně málo.



Obrázek 2.6: Betonový jez s proudnicovou přelivnou plochou[2]

Příkladem pevného zděného jezu může být jez Helmovského typu

Jedná se o vyšší pevný zděný a betonový jez s plným jezovým tělesem. Lichoběžníkovým tělesem, které bylo doplněno o prohloubení a opevněný vývar. Vykazoval problémy a nedostatky. Nepoužívá se. Příklad tohoto typu jezu na obr. 2.7 [4].



Obrázek 2.7: Zděný jez Helmovský na řece Vltavě v Praze[5]

2.5 POHYBLIVÉ JEZY

Pohyblivé jezové konstrukce umožňují plynulou regulaci výšky hladiny v jezové zdrži. Pohyblivé jezy se podle konstrukcí dělí na jezy[2]:

- Hradidlové
- Hradlové
- Poklopové
- Stavidlové
- Klapkové
- Segmentové
- Válcové
- Hydrostatické
- Vakové
- Kombinované
- Speciální

2.5.1 Hradidlové jezy

Hradidlový uzávěr má svislou, po výšce členěnou hradící stěnu, která se skládá z řady vodorovných, na sebe uložených hradidel, opírajících se svými konci o stěny svislých drážek (zářezů) nebo výstupků upravených v bocích pilířů, do nichž se přenáší tlak horní vody. Hradidla se při manipulaci do drážek zasouvají nebo se z nich vysouvají svislým směrem popř. se zaklápějí výstupky pilířů. Hradidla byla tvořena dřevěnými trámci obdélníkového průřezu. Aby je bylo možno ručně osazovat a vyjímat, hradily se jimi průtočné profily menších rozměrů.

Hradidlové uzávěry nesplňují požadavky kladené na regulační jezové uzávěry, ale našla své uplatnění například jako provizorní hrazení jezových polí [4].

2.5.2 Hradlové jezy

Hradlové jezy se velmi často užívaly od 30. let 19. století až do 10. let 20. století. Sestávají ze tří základních prvků:

- Z hradel vytvářejících po šířce členěnou hradící stěnu
- Z pouchových tyčí
- A ze slupic

Hradla jsou dřevěné trámce, popř. kovové nosníky různých profilů, které se ukládají vedle sebe do polohy mírně skloněné po vodě (asi 8-12° od svislice) a opírají se dolním koncem o žlábek vytvořený v jezovém prahu a horním koncem o vodorovný nosník, tzv. Pouchovou tyč umístěnou nad hladinou vzduté vody. Pouchová tyč je zpravidla řešena jako krátká ocelová

tyč nebo trubka s kováním na koncích, v nichž je připojena k dvěma sousedním podpěrám, tzv. slupicím. Slupice jsou kloubově uloženy v poměrně malých vzdálenostech vedle sebe na spodní stavbě jezu mezi jezovými pilíři. Podle úpravy pouchové tyče a podle způsobu jejího připojení k slupicím rozeznáváme různé druhy hradlových jezů.

Vzdutá voda se udržuje na stálé úrovni jemnou regulací průtoky jezem postupným vyklápěním jednotlivých hradel. Takto vzniklými mezerami může protékat voda [4].

2.5.3 Stavidlové jezy

Nazývají se podle hradící konstrukce, kterou tvoří stavidla. Hladina nad jezem se reguluje pod i nad stavidlem. Při větších vzdálenostech se použijí ocelové tabule vyztužené plnostěnnými nebo příhradovými nosníky. Tabule se v drážce pohybuje po válečcích, případně podvozcích, které se ovládají mechanicky. Stavidlo může být vytahováno nad jezovou stavbu, ale i zasouváno. Jemnější regulaci hladiny umožní klapka na horní části stavidla. Pro větší výšky vzdutí se někdy používá i více stavidlových tabulí nad sebou, vzájemně se překrývajících [2].

2.5.4 Klapkové jezy

Jedná se o celistvé pokloповé uzávěry jezových polí s poklopy otočně uloženými na spodní stavbě jezu. Je to nejužívanější druh poklopů. Vzduť hladina se udržuje na stálé úrovni přepadem vody přes sklápěné klapky. Zároveň lze jezem propouštět i plovoucí předměty přinášené tokem, ledovou tříšť i kry. Přepadový paprsek přitom zatěžuje podjezí méně, než výtokový paprsek u jiných soustav jezových uzávěrů.

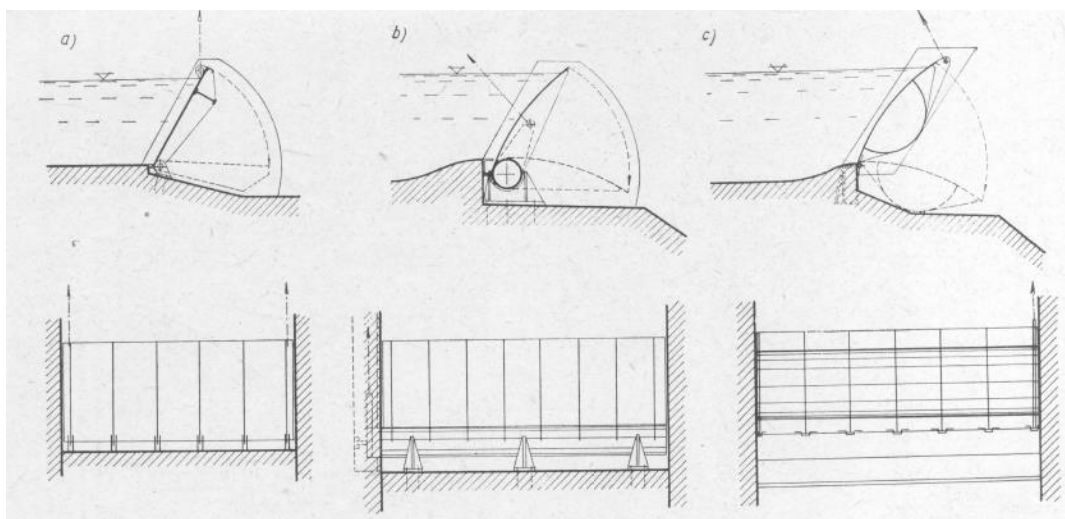
Naproti tomu nejsou vhodné pro pohyblivé jezy budované na tocích se značným chodem splavenin. V případě použití musí být jeho spodní stavba nízká a plynule napojena na dno jezové zdrže. Splaveniny mohou i tak zanést jeho vývar a popř. znemožnit vztyčení a opětovné sklopení klapky.

Jsou-li ložiska klapky trvale umístěna pod hladinou spodní vody, vyvstávají v provozu různé těžkosti, jako je zvýšení jejich koroze, těžká údržba apod.

Velkou výhodou klapky je však to, že se jejich zatížení od vodního tlaku apod. i vlastní tíha přenáší z větší části ložisky přímo do spodní stavby jezu a to rovnoměrně po celé její délce, a z ní dále do podloží, které je tudíž rovnoměrně namáháno. Zbytek sil působících na úplně nebo částečně vztyčené klapky přenáší pohybovací mechanismy, které umožňují při manipulaci jejich otáčivý pohyb. Sklopené klapky dosednou na prahy zakotvené mimo osu otáčení do spodní stavby, které potom přenášejí celé jejich zatížení.

Klapky se podle příčného řezu dělí na viz obr.2.8:

- a) Deskové
- b) Troubové
- c) Duté

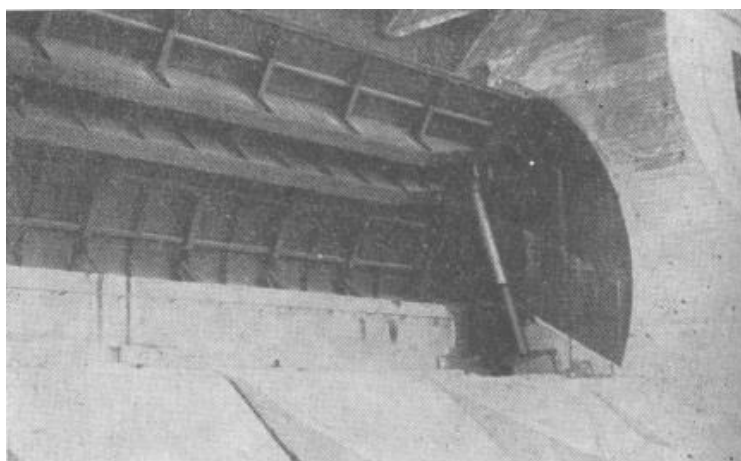


Obrázek 2.8: Klapkové uzávěry[5]

Deskové klapky

Původní deskové klapky sestávaly z ocelové nosné konstrukce a z hradící stěny nejčastěji rovinné, která u menších hradících stěn byla zhotovena z dřevěných trámů nebo fošen, u větších z ocelového plechu. Nověji se hradící stěna v příčném směru vhodně zaobluje z důvodů jak hydraulických, tak i konstrukčních. I při zaoblené a vyztužené hradící stěně není však konstrukce deskové klapky po délce dostatečně tuhá v kroucení. Klapku je proto třeba v její horní části po obou stranách buď zavěsit nebo podepřít, a to pohybovacími prvky (Galovy řetězy, cévové tyče, táhla, vřetenové tyče, vzpěry apod.), spojenými s pohybovacím zařízením, které synchronně otáčí oba konce klapky.

Není-li však celistvá desková klapka široká, lze ji při vhodné úpravě vodorovného nosníku popř. podepřít jen v jednom místě, a to zpravidla v jejím středu. V jednom místě je však možno klapku podepřít pouze v případě, že je konstrukce schopná přenášet po celé délce kroucí momenty, jak ji navrhl například J. Krukovský [4].

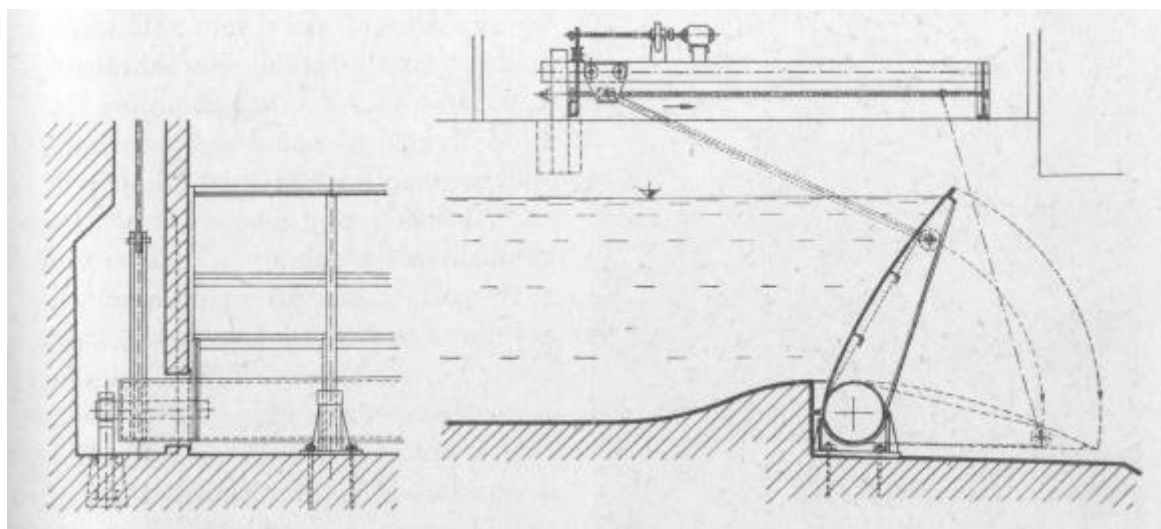


Obrázek 2.9: Desková klapka oboustranně podepřená[5]

Troubové klapky

Výše popsané deskové klapky nevyužívají podstatných výhod soustavy, protože kromě průběžného otočného uložení na spodní stavbě musí být při horním okraji ještě opatřeny vodorovným nosníkem, podepřeným nebo zavěšeným zpravidla na obou koncích a přenášejícím ohybové momenty, vyvozované vodním tlakem na horní části klapky. Zhodnocením těchto poznatků vznikla troubová klapka tak, že místo vysoko umístěného vodorovného nosníku byla na jejím dolním okraji, přímo v ose otáčení, upravena trouba tuhá na kroucení i na ohyb a otočně uložená obvykle na řadě ložiskových stoliček s vložkami zpravidla bronzovými pro zmírnění tření. K této troubě je připojen hydraulicky vhodně zaoblen hradící plech, vyztužený podélníky a podepíraný příčníky, které jsou do trouby nasazeny jako konzoly.

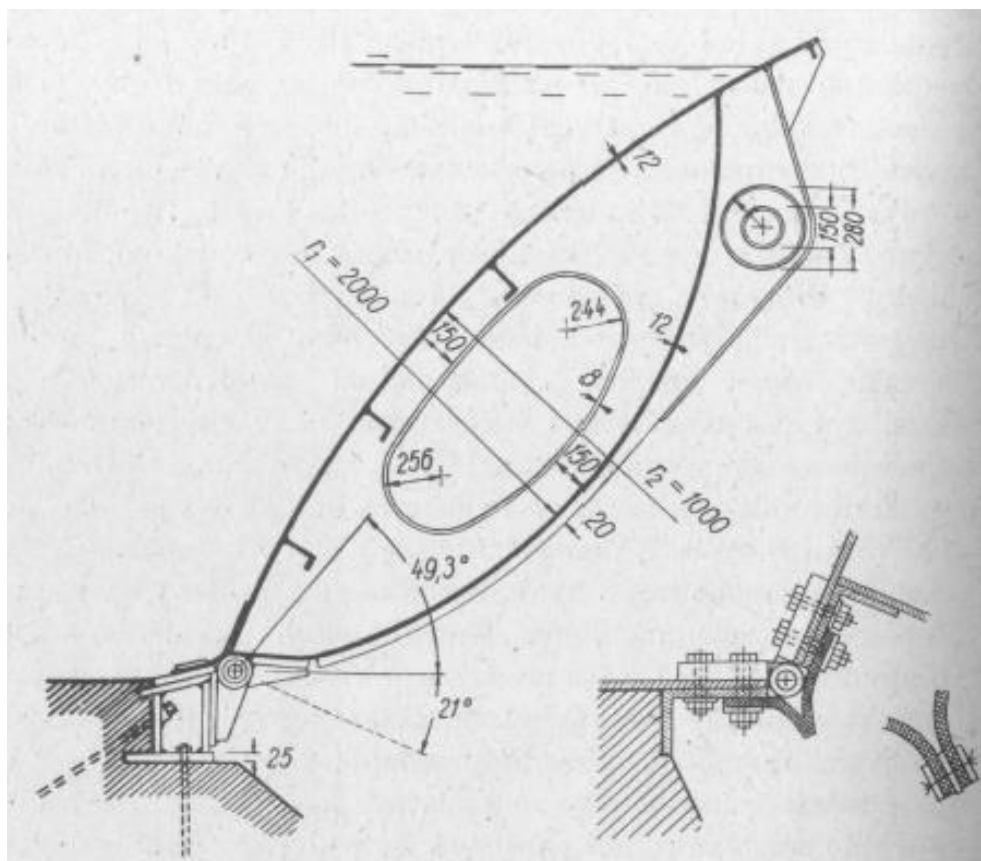
U troubových klapek se naráží na těžkosti s otočným uložením trouby na spodní stavbě a s provedením spolehlivého těsnění dotlačovaného vodním tlakem podél osy otáčení. Proto se některé kratší troubové klapky ukládají jen ve dvou ložiscích umístěných na koncích trub, které však jsou přitom daleko více namáhány na ohyb a mají proto i větší průměr než při průběžném uložení [4].



Obrázek 2.10: Troubová klapka s jednostranným pohonem vřetenovým pohybovým mechanismem[5]

Duté klapky

Snaha po zjednodušení nosné soustavy i vodorovného těsnění klapek vedla k přemístění trouby z osy otáčení do horní části klapky. Tím vznikla konstrukce schopná přenášet jak ohybová, tak i kroucí momenty a umožnila jednak nahradit méně vyhovující přítlačné vodorovné těsnění v ose otáčení pruhem pryže, pevně spojeným jak se spodní stavbou, tak i s dolním okrajem hradícího plechu klapky, jednak zjednodušit průběžné otočné uložení na spodní stavbě. Tak vznikla klapka s troubou mimo osu otáčení, která je na spodní stavbě otočně připojena řadou kulisových nebo závěsových ložisek a má rovněž jednostranný pohon jako klapka troubová. Hodí se však na hrazení též jen menších výšek, zvláště jsou-li světlé výšky jezových polí větší.



Obrázek 2.11: Dutá svařovaná klapka[5]

2.5.5 Segmentové jezy

Segmentové jezy mají jezová pole hrazena uzávěry se segmentovými hradícími tělesy (segmenty). Charakteristickým znakem segmentu je jeho otáčivý pohyb okolo vodorovné osy čepů umístěných na koncích ramen segmentu, mimo hradící stěnu, která je nejčastěji válcová; osa otáčení leží přímo v ose zakřivení vyztužené válcové hradící stěny. Vodní tlak se z hradící stěny podepřené hlavní nosnou soustavou přenáší do ramen segmentu, která jsou na koncích opatřena čepy na otočné připojení buď k jezovým pilířům, nebo ke stropu výpusti, popř. přímo na spodní stavbu jezu. Poslední řešení je běžné u hydrostatických segmentů.

Segmenty jsou buď celistvé (jednoduché), nebo po výšce dělené. Jednoduché segmenty jsou buď zdvižné, takže při vyhrazování pouštějí vodu i se splaveninami výtokem nebo spustné, u nichž se voda i plovoucí předměty a ledy propouští přepadem. Segmenty po výšce dělené se řeší buď s nasazenou klapkou, nebo jako dvoudílné (dvojité). Ty složené ze dvou částí, které se spouštějí před sebe nebo za sebe. U nich se hladina reguluje jak přepadem přes sklápěnou klapku nebo přes spuštěnou horní část segmentu, tak i výtokem pod zvedaným segmentem (jeho dolní částí), popř. kombinací obou způsobů [4].

2.5.6 Vakové jezy (pneumatické)

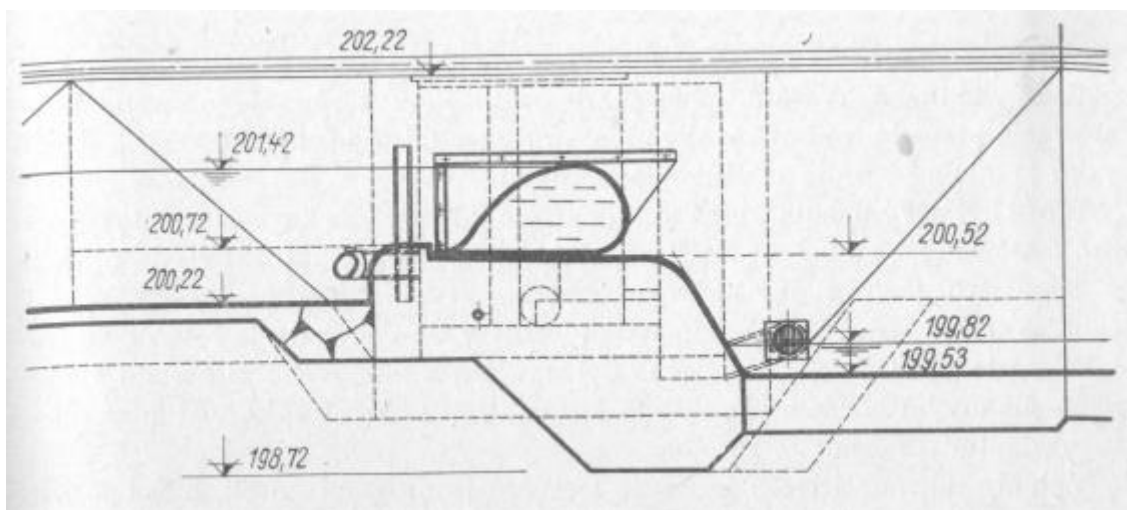
Pneumatické konstrukce z plastických hmot se osvědčily ve stavebnictví, kde se jich používá pro nejrůznější účely. Jsou to tenkostěnné duté konstrukce z vhodných plastických hmot, plněné médiem s určitým přetlakem, který je větší než jejich vnější zatížení. Jsou namáhány tahem, takže materiál je výhodně využit. Tvar pneumatického obalu ovlivňuje napínací médium, jímž může být plyn, kapalina, popř. pěnová nebo sypká hmota.

První použití vaku naplněného vodou bylo poprvé použito v roce 1957 v Los Angeles. Vak byl ve tvaru hadice.

Jezové pole se zahradí načerpáním vody do vaku a vyhradí se jejím vypuštěním. Vaky mohou zahrazovat pole i 40 metrů široké a může být vysoký i 3 metry. Původně býval používán jednovrstvý plášť, ale u toho docházelo k poškození. Později se přešlo na používání třívrstvého pláště, který je mnohem odolnější. Jako materiálu je užíváno elastomerů, pryže a textilu. Plnění může být prováděno mechanicky pomocí čerpadel, ale i hydrostaticky.

Výhody pneumatických uzávěrů jsou: úspora oceli, nízké pořizovací i udržovací náklady, jednoduchá a rychlá výroba, doprava i montáž, snadná obsluha i údržba při provozu, který lze lehko automatizovat s přesností $\pm 2\text{ cm}$ i za povodňových stavů. Bezproblémový zimní provoz z důvodu teploty vaku říční vodou. Dlouhá životnost (asi 20 let). Odolnost proti obrusu. Velká odolnost proti vzniku vibrací i při přepadu vody zvýšená v případě potřeby navulkanizovanými rozražeči

Nevýhodou je nutnost získání zkušeností z provozu v zimě, možnost protržení plovoucími předměty a vandalismem. [4], [12].



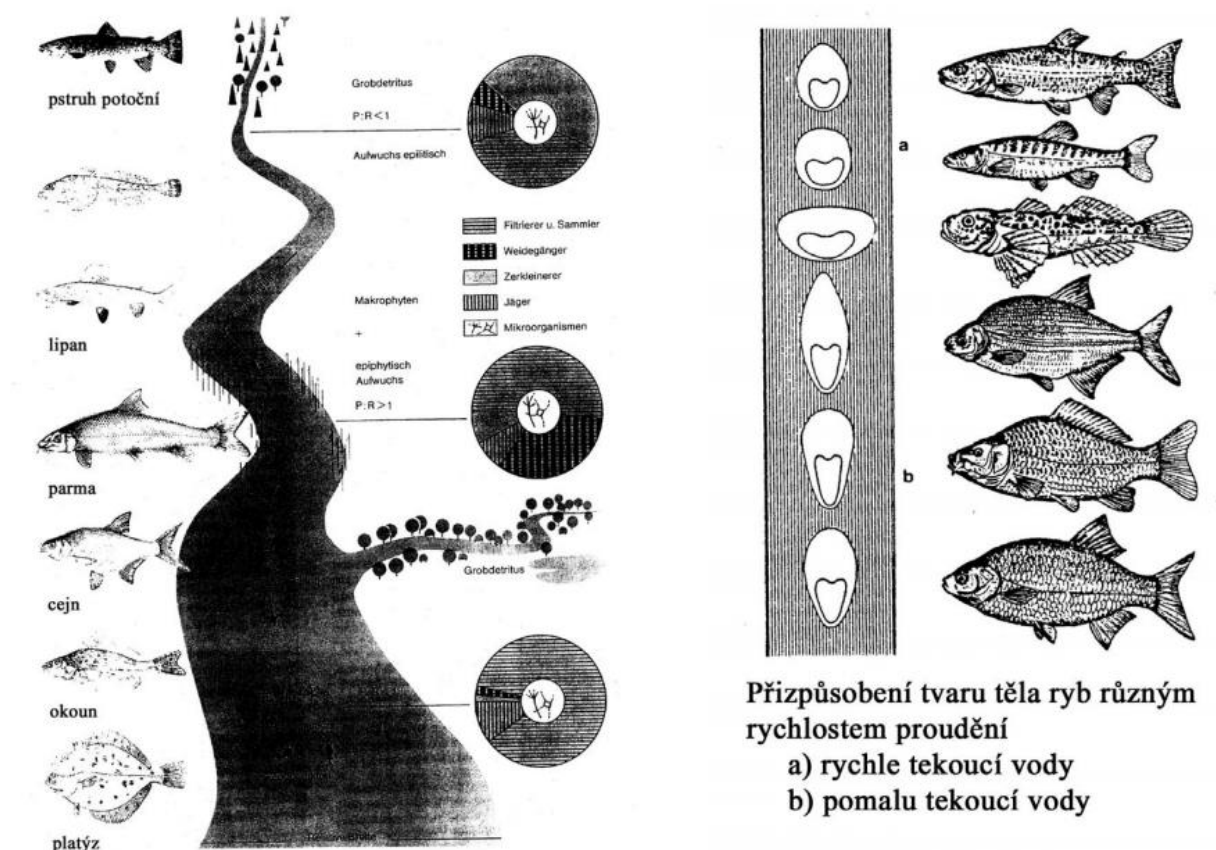
Obrázek 2.12: Pneumatický jezový uzávěr použitý na Jevišovce u Žerotic[5]

2.6 RYBÍ PŘECHOD

Rybí přechod je umělá stavba na vodním toku, která má za úkol zajistit rybám jejich přirozený pohyb při migraci. Přechody se staví jako součást jiných vodních děl na toku (jezy, malé vodní elektrárny, plavební komory), které by samy a sobě tok přehradily bez možnosti průchodu ryb. Hlavním důvodem výstavby přechodů je zachování života v řekách a jeho co možná největší diverzita.

Jako základní požadavek pro návrh přechodu je nutno znát skladbu rybí obsádky v konkrétní řece. Musíme také znát zákonitosti jejich migrací a nároky na průchodnost toku. Už v návrhu se přizpůsobuje hydrologickým podmínkám, které jednotlivé ryby potřebují (výška hladiny, rychlost proudění, sklon).

Aby ryba, která plave proti směru proudu toku a mohla zdolat překážku, kterou tvoří rozdíl hladin dolní a horní vody, je nutno nasměrovat ji k přechodu. K tomu se používá tzv. vábící proud vytékající z přechodu. Aby ho ryba postřehla a plula v něm co nejdříve, je potřeba, aby tento vodní proud od přechodu pronikal co nejdál do dolní vody. Hladina vody v přechodu musí celoročně být na určité minimální výšce, kterou ryby potřebují. Výstup z přechodu do horní vody nesmí být nijak blokován (např. česlemi, mřížemi), aby ryby nebyly dezorientovány a mohly pokračovat ve své cestě [5].

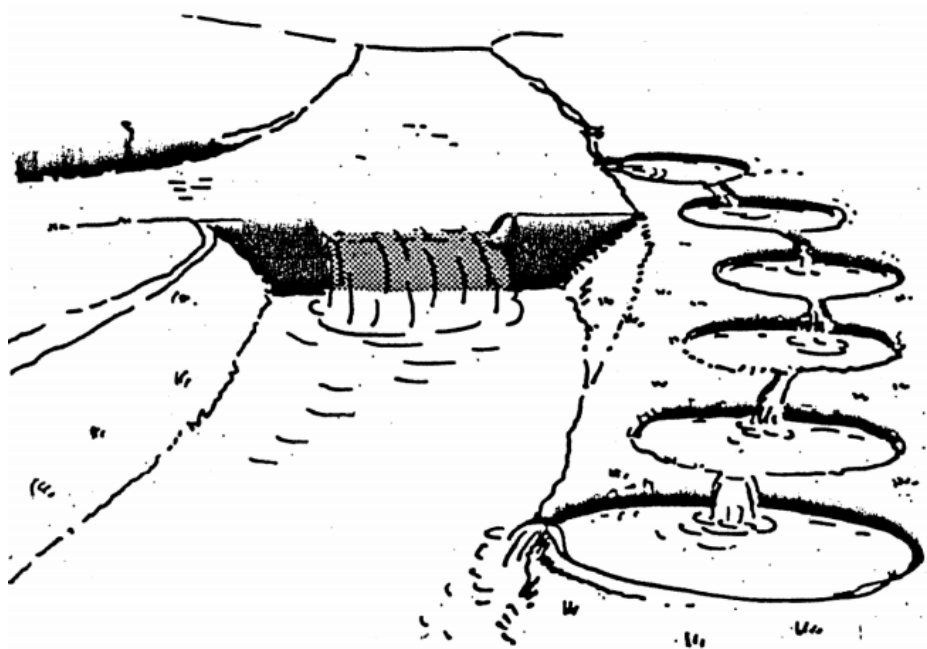


Obrázek 2.13: Rybí osádka [13]

2.6.1 Tůňový rybí přechod

Je přírodní RP tvořen soustavou jezírek a tůní, které umožňují pozvolný a klidný přechod mezi hladinami horní a dolní vody. Buduje se tak, kde je dostatek prostoru na osazení.

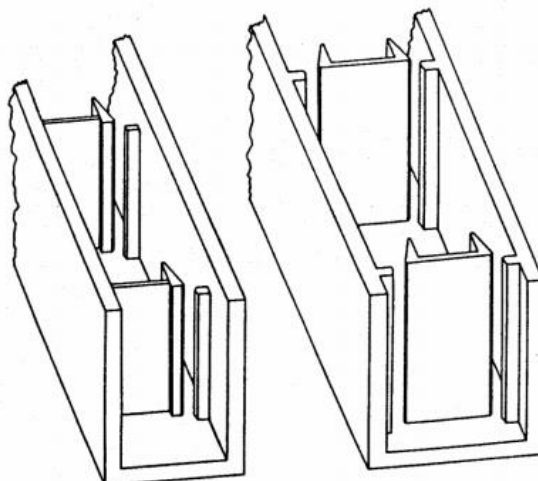
Drobnou nevýhodou je, že se ryby mohou v tůních usadit a přestat migrovat.



Obrázek 2.14 Tůňový rybí přechod [13]

2.6.2 Štěrbínový rybí přechod

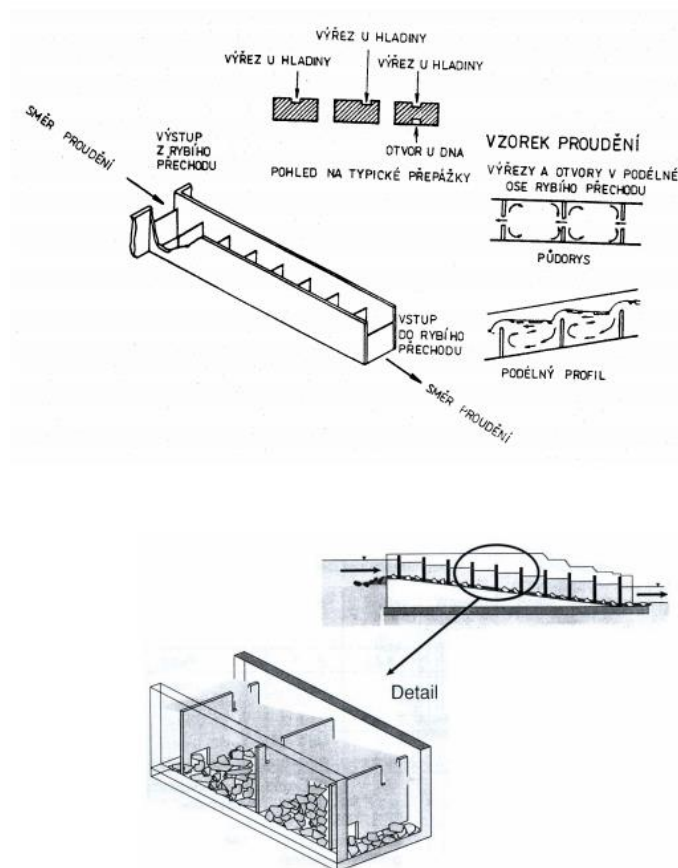
Patří mezi průmyslové rybí přechody zhotovené z betonu. Principem RP je soustava komor, které jsou spojeny svislou štěrbinou. Hodí se pro větší toky.



Obrázek 2.15: Štěrbínový rybí přechod [13]

2.6.3 Komůrkový rybí přechod

Další z průmyslových RP z betonu. Tentokrát místo svislé štěrby je průtok vody zajištěn skrze otvory v úrovni hladiny. Tato konstrukce je určena pro toky s menším průtočným množstvím.



Obrázek 2.16: Komůrkový rybí přechod [13]

2.6.4 Kartáčový rybí přechod

Další z průmyslových RP, kde je zábrana tvořena pomocí lamelových kartáčů o výšce 0,6m. Tyto kartáče se mají chovat na principu vysoké vodní traviny. Kartáče mohou být osazeny do různých sestav.

Výhodou je fakt, že tento typ RP může sloužit ke splavování díky pružnosti kartáčů a následným přidáváním a ubíráním mohou být regulovány průtočná rychlost a průtočné množství.



Obrázek 2.17: Kartáčový rybí přechod [14]

2.7 MALÁ VODNÍ ELEKTRÁRNA

Získávání energie z vody patří mezi nejstarší způsoby vůbec. Vodní elektrárny jsou založeny na přeměně potenciální nebo kinetické energie uložené ve vodních tocích v podobě proudění. Velikost získané energie je pak závislá na rychlosti proudění, resp. na spádu toku. Energie toku totiž odpovídá součinu dvou veličin[28]:

- Využitelného spádu
- Průtoku

Zatímco průtok je veličina proměnná a závislá na počasí, spád je možné považovat za konstantu danou tvarem terénu a typem hradičí konstrukce. U vodních děl s akumulací vody je vždy zapotřebí použít co možná největší spád. Tím se sníží množství vody, jenž je třeba nashromáždit a nádrž je menší. [28]

Výhody vodní elektrárny[28]:

- částečná nebo úplná energetická nezávislost
- proti větrným a slunečným elektrárnám dodávají vyšší výkon
- proti větrné a solární energii je vodní energie asi nejstabilnější zdroj energie
- jen málo zatěžuje životní prostředí

Nevýhody[28]:

- složitá výstavba a instalace
- použití jen na místech s optimálním průtokem a spádem
- vyšší investiční náklady

2.7.1 Členění malých vodních elektráren

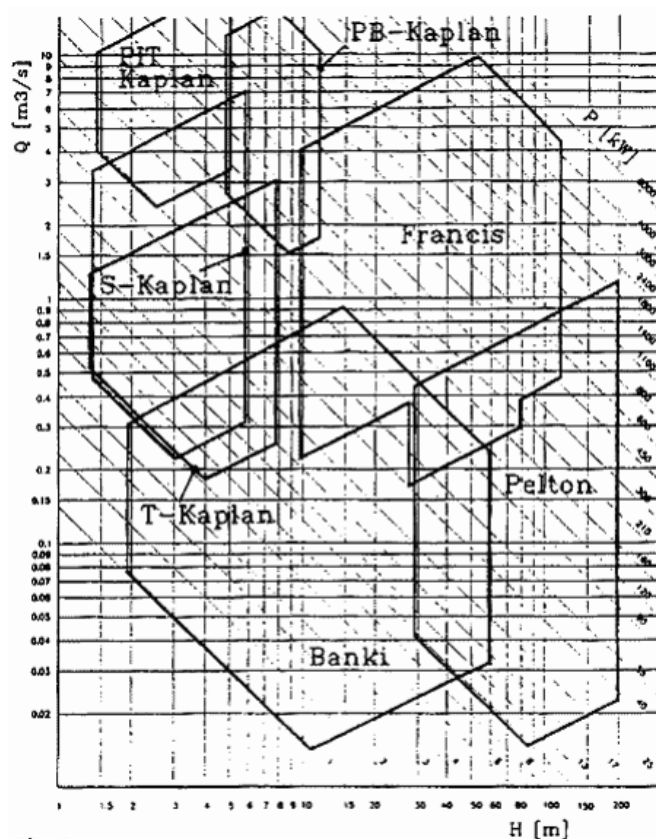
Za malou vodní elektrárnu (dále MVE) je považována každá s výkonem do 10MW. Podrobněji se MVE dělí podle výkonu na[29]:

- Průmyslové (od 1 do 10MW)

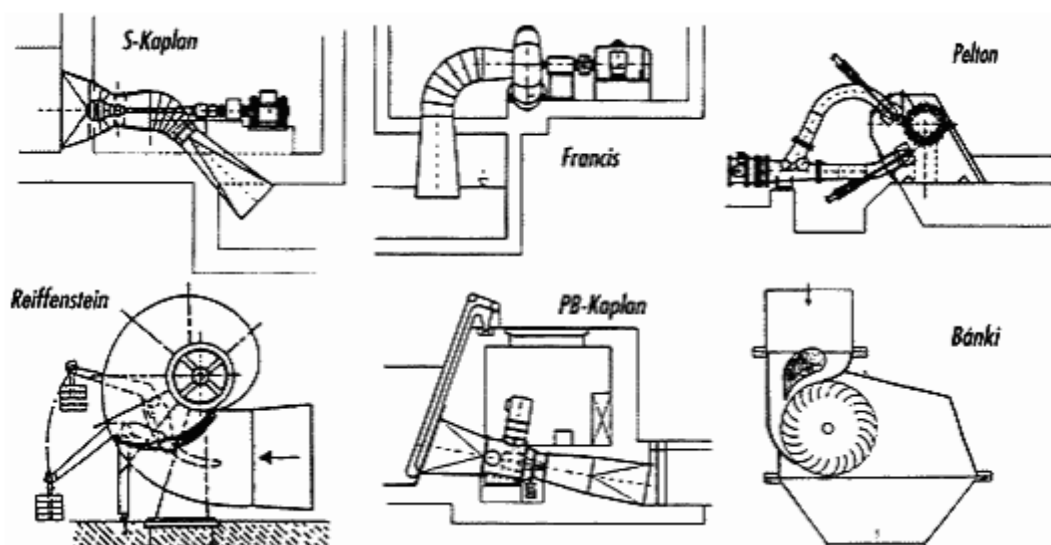
- Závodní, nebo veřejné (od 100 do 1000kW)
- Drobné, nebo minielektrárny (od 35 do 100kW)
- Mikro zdroje, nebo také mobilní zdroje (pod 35kW)

2.7.2 Výběr vhodného turbosoustrojí

Základní charakteristika typů turbín dle průtoku a spádu je znázorněna formou pracovního diagramu na obrázku 2.18. Teorie vodních turbín je v současnosti již na takovém stupni vývoje, že nelze pro běžné průtoky o spádu očekávat výraznější zdokonalení a zvýšení účinností. Vývoj směřuje k prefabrikaci jednotlivých částí MVE, zejména v konstrukci kompaktních soustrojí, čímž se podstatně omezí rozsáhlé a nákladné montáže přímo na vodním díle. Firmy zabývající se výrobou obvykle nabízejí ucelené řady turbín, z nichž se pochopitelně vybírá ta, která vyhoví nejvíce parametrům zvolené lokality.



Obrázek 2.18: Výkonostní pokrytí jednotlivých typů turbín[29]



Obrázek 2.19: Typy některých používaných turbín [29]

Na výše uvedeném obrázku 2.19 jsou znázorněny některé typy turbín používaných u malých vodních elektráren. Jejich rozsah použití je dán poměrem možného převedeného průtočného množství Q a využitelného spádu vody H , čili rozdílu hladin nad a pod vodním dílem viz obrázek 2.18. Z toho je patrné, že některé turbíny lze použít pouze na nádržích, kde je zpravidla vyšší spád hladin a nižší průtok a některé lze použít pouze na řekách, kde bývá nižší rozdíl hladin a vyšší průtočné množství vody.

Rozdělení turbín dle místa použití:

- Vysoký spád a nízké průtočné množství
 - Peltonova
- Střední spád a střední průtočné množství
 - Francisova
 - Reiffensteinova
- Nízký spád a vysoké průtočné množství
 - Kaplanova
 - Bánkiho

S přihlédnutím k malému spádu hladin a středním průtokům v korytě Svratky bylo rozhodnuto použít pro návrh MVE Kaplanovu turbínu.

3 VSTUPNÍ ÚDAJE

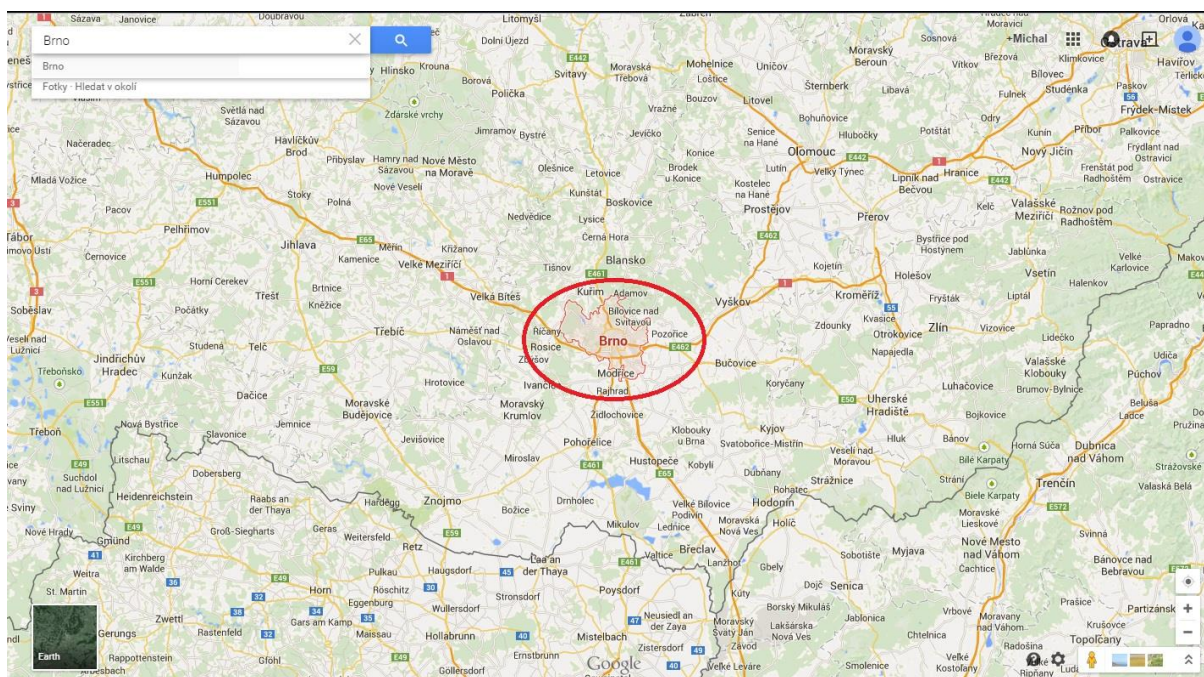
3.1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

Údaje zájmového území:

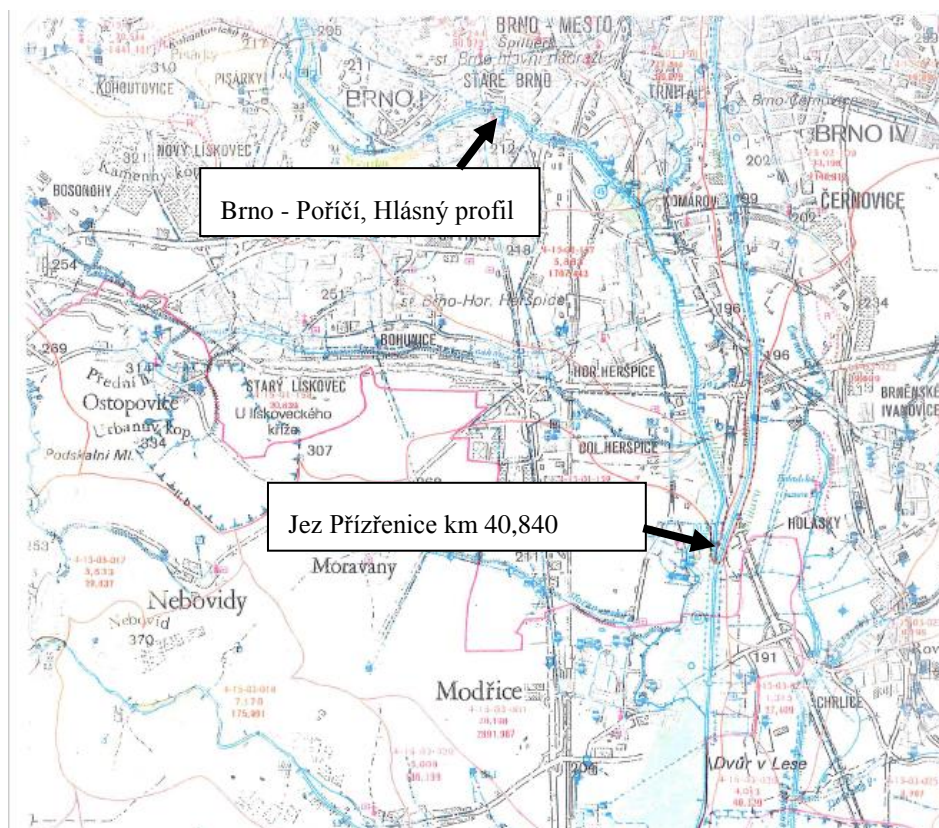
- Název toku: řeka Svratka
- Říční kilometr: 40,840
- Katastrální území: Brno – Přízřenice
- Kraj: Jihomoravský
- Správce: povodí Moravy s. p.; Dřevařská 11, Brno, 601 75
- Číslo hydrologického pořadí: 4 – 15 – 01 - 157

3.2 POPIS ZÁJMOVÉ LOKALITY

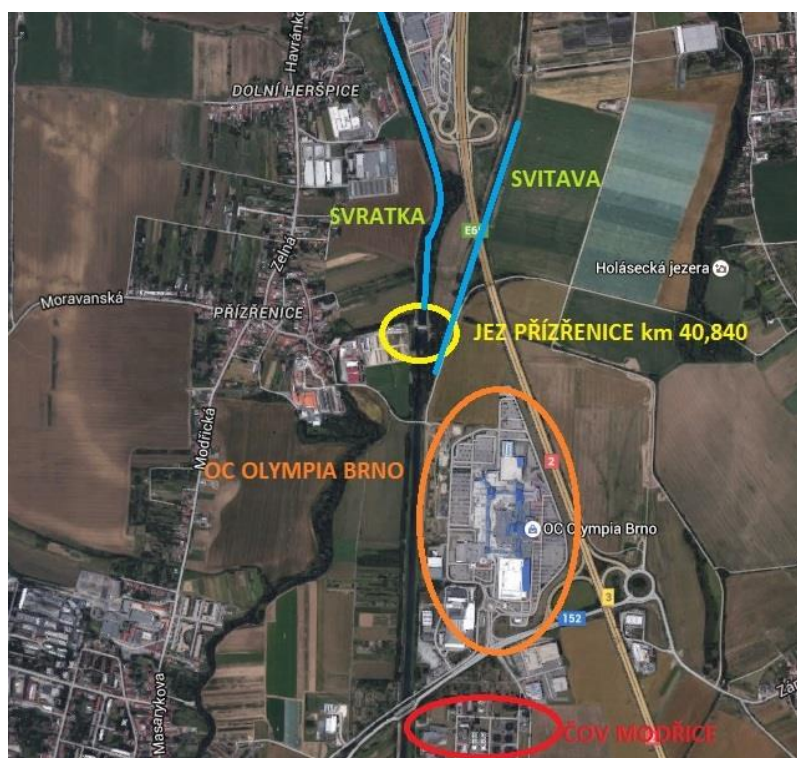
Zájmové území se nachází na území jihomoravského kraje v katastru města Brna a to v Městské části Brno – Přízřenice. Přesněji v blízkosti obchodního centra Olympia, na říčním kilometru 40,840 v blízkosti soutoku řeky Svratky a Svitavy. Brno se nachází na jihovýchodě České republiky na soutoku řek Svratky a Svitavy. Poloha objektu je upřesněna na obrázcích 3.1-3.4. [5]



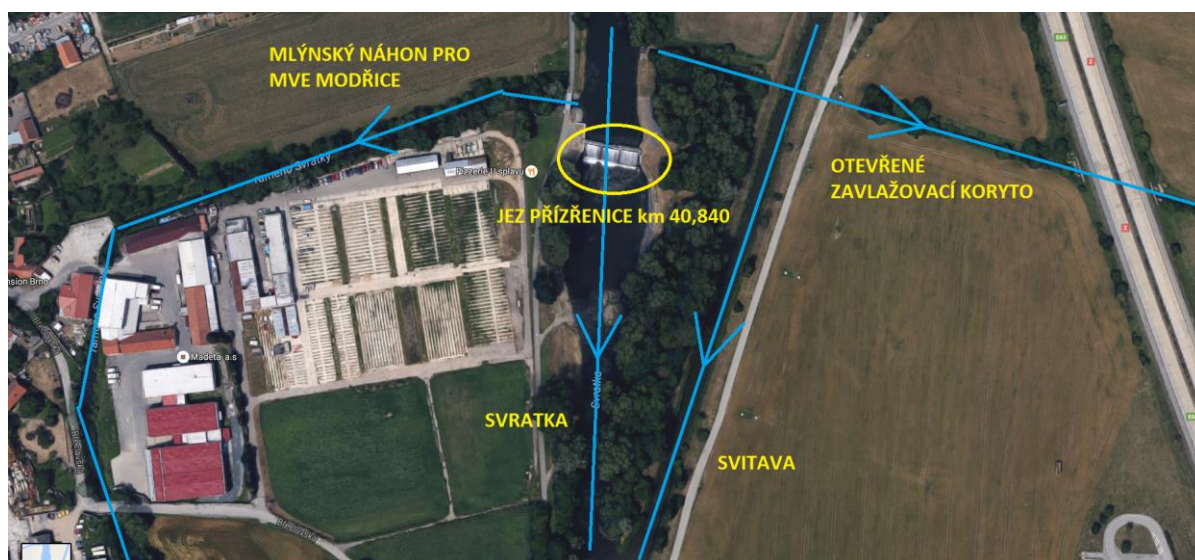
Obrázek 3.1: Brno [6]



Obrázek 3.2: Poloha jezu Přízřenice[1]



Obrázek 3.3: Situace jezu Přízřenice [6]



Obrázek 3.4: Situace jezu Přížřenice[6]

3.2.1 Popis koryta nad a pod jezem

Zájmové území začíná v km 42,125 cestním mostem (IKEA a TESCO) a končí v km 40,445 hospodářským mostem Přížřenice.

Řeka Svratka je v sledovaném úseku převážně upravený tok, i když v některých úsecích již koryto dostalo přirozený vzhled.

V nadjezí je koryto řeky nedostatečně kapacitní pro návrhový průtok. Inundační území je ohraničeno souběžnými komunikacemi. Pravý břeh má kapacitu Q_5 - Q_{50} a levý břeh má kapacitu Q_5 - Q_{100} . V podjezí je koryto dostatečně kapacitní. Dále se v podjezí nachází soutok Svratky se Svitavou.[7], [8].

Pro výpočet stávajícího i navrhovaného stavu koryta byl použit průtok $Q_{100}=285 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ a $Q_{100, \text{neovliv.}}=395 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (průtok neovlivněn nádržemi v povodí). Bylo rozhodnuto, že se protipovodňová opatření na řece Svratce budou navrhovat na $Q_{100, \text{neovliv.}}$. Důvodem je možnost opakování povodňových scénářů v ČR z let 1997, 2002 a 2006 [8].

Nadjezí mezi jezy Komín a Kamenný mlýn a přilehlé podjezí je upraveno a stabilizováno.

3.2.2 Popis vodního díla

Úkolem jezu je stabilizace koryta toku Svratky a vzdutí hladiny pro zajištění povolených odběrů povrchové vody pro velkoplošné závlahy pod Brnem a provoz MVE Modřice na pravobřežním náhoně.

3.2.3 Opravy provedené na vodním díle

V říjnu a listopadu 2015 byla provedena oprava stavidlových uzávěrů na jezu Přízřenice.

Oprava spočívala v očištění stavidlových uzávěrů, demontáži dosedacích částí vodících ploch, broušení ocelových částí a nátěru stavidlových uzávěrů nátěrovým systémem na bázi zinku.[30]

3.3 HYDROLOGICKÉ POMĚRY

Řeka Svratka je největší přítok řeky Dyje a hlavní tok procházející městem Brnem. Spadá do kompetence povodí Moravy s.p., oblast povodí Dyje. Tok je dlouhý 173,9 km a plocha povodí činí 7112,79 km². Na vysočině mezi Cikhájí a Jimramovem tvoří řeka nebo její břehy části historické zemské hranice Čech a Moravy, i když na řadě míst se zde zemská hranice od říčního koryta drobně odchyluje [5], [9].

Svratka pramení na úbočí Křivého javoru ve Žďárských vrších, druhý významný pramen vzniká u hájovny Blatky (někdy značen jako Břimovka). Teče pak zhruba jihojihovýchodním směrem, skrze Hornosvrateckou vrchovinu, kde je na ní vybudována soustava přehrad Vír I a Vír II. Nad Tišnovem přijímá Loučku a u Veverské Bítýšky přetíná Boskovickou brázdou. Následuje Brněnská přehrada a kotlina města Brna. Zde Svratka mění směr na jižní a u Přízřenic přijímá svůj největší levý přítok Svitavu. Pokračuje napřímeným korytem rovinou Dyjsko-svrateckého úvalu a v Židlochovicích se do ní vlévá Litava. Těsně před deltovým vyústěním do střední nádrže vodního díla Nové Mlýny na Dyji se Svratka stéká s Jihlavou, která je technicky vzato jejím největším přítokem, ale často se bere za rovnocenný přítok Dyje [6].

Na řece Svratce se nachází hlásné profily[10]:

- Veverská Bítýška
 - říční kilometr 66,70
 - Plocha Povodí – 1480,09km²
 - Číslo hydrologického pořadí 4 – 15 – 01 – 141
- VD Brno
 - říční kilometr 57,70
 - Plocha Povodí – 1586,23km²
- Brno – Poříčí
 - říční kilometr 46,80
 - Plocha Povodí – 1637,16km²
 - Číslo hydrologického pořadí 4 – 15 – 01 – 153

Hlásné profily udávají naměřené N – leté průtoky hodnoty[1],[10]:

Tabulka 2: Hodnoty N-letých průtoků na řece Svatce[1][10]

Hodnoty N-letých průtoků na řece Svatce [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]								
Podklad	Profil	Q_1	Q_2	Q_5	Q_{10}	Q_{20}	Q_{50}	Q_{100}
[1]	VD Vír	50.5	72.5	108.6	141	177.5	233	280
[10]	Veverská Bítýška	60	-	126	159	-	241	280
[1]	VD Brno	82	104	141.5	176.5	217	280	335
[10]	Hlás. Prof. Brno-Poříčí	51.1	-	110	142	-	235	283
[1]	Jez Přízřenice	51.3	73.7	110.4	143.4	180.7	237	285
[1]	Svratka pod Svitavou	102	138	189	230	274	324	382
[10]	Hlás. Prof. Židlochovice	117	-	208	250	-	353	400

M-denní průtoky ovlivněné (1931-1980)[1]:

Tabulka 3: Hodnoty M-denních průtoků Přízřenice [1]

Hodnoty m-denních průtoků na řece Svatce [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]								
Podklad	Profil	Q_{30}	Q_{90}	Q_{180}	Q_{270}	Q_{355}	Q_{330}	Q_{364}
[1]	Jez Přízřenice	19.6	8.96	4.65	3.18	2.56	1.95	1.02

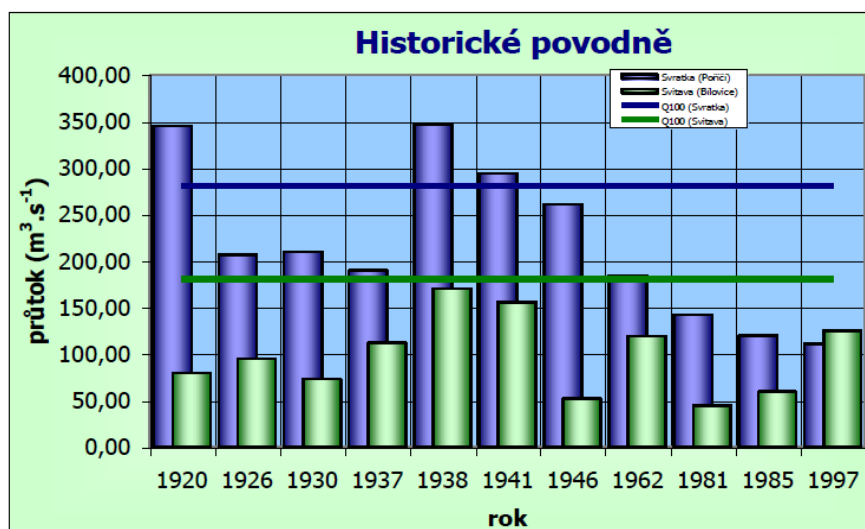
M-denní průtoky na Svatce v profilu jezu Přízřenice byly aktualizovány podle období 1987-2010, což je období pozorování ve stanici Brno-Poříčí. Dle ČHMÚ Brno, ze 7.4.2011. [1]

Hodnoty návrhových průtoků byly převzaty z manipulačního řádu jezu Přízřenice $Q_{100} = 285 \text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Hodnoty viz tabulka 2.

Tabulka 4: Rozdělení průtoků řeky Svratky mezi přilehlé objekty jezu Přízřenice

Rozdělení průtoků řeky Svratky mezi přilehlé objekty jezu Přízřenice	
Objekt	Průtočné množství Q [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]
Odběr pro záblahy pod Brnem	0.2
Mlýnský náhon	1
Rybí přechod	0.4

Výše uvedené hodnoty v tabulce 4 jsou rozvedeny v kapitole 4.3.3 a bude s nimi uvažováno při návrhu turbín pro MVE.



Obrázek 3.5: Graf historických průtoků Q₁₀₀ [7]

3.4 ROZSAH ZÁPLAVOVÉHO ÚZEMÍ



Obrázek 3.6: Mapa záplavových území [31]

3.5 GEOMORFOLOGIE

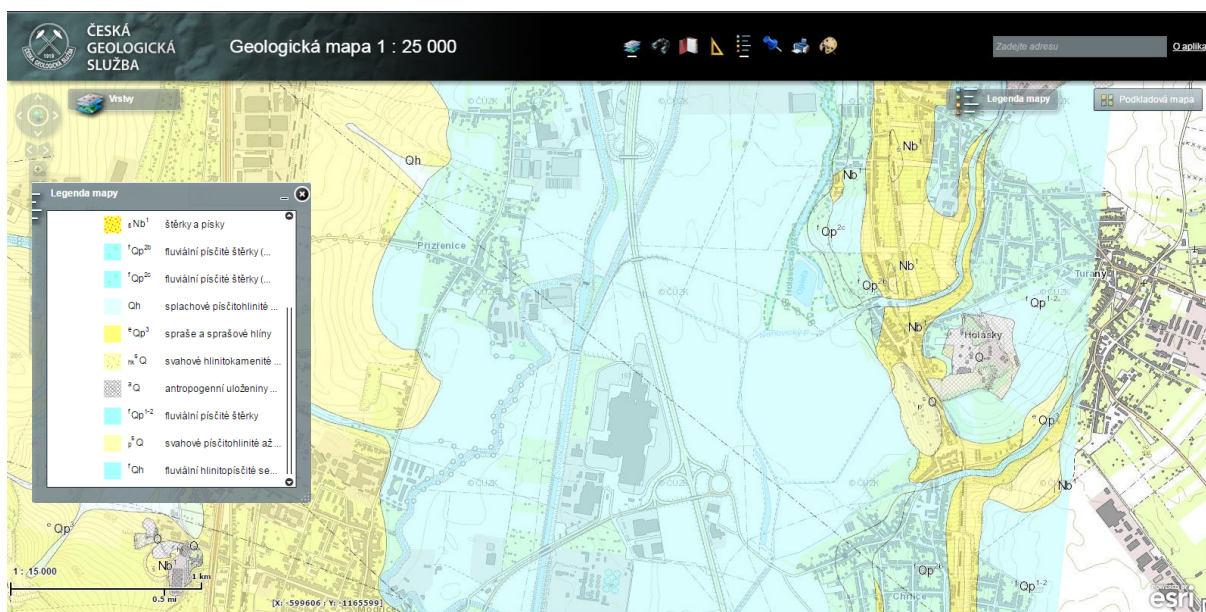
Brno je ze tří stran obeháno kopci Brněnské vrchoviny a od jihozápadu pak začínají nížiny Dyjsko-svrateckého úvalu. Nadmořská výška města se pohybuje v rozmezí 190 – 425 m n.m.. V katastrálním území Brna se nacházejí vyvýšeniny jako Petrov, Kamenný vrch, Kraví hora, Medlánské kopce, Mniší hora, Palackého vrch, Stránská skála, Žlutý kopec a Strom. Nejvyšším vrcholem je Kopeček, jehož vrchol leží ve výšce 479,41 m n.m.) [5], [9].

3.6 GEOLOGICKÉ POMĚRY

Zájmová oblast se nachází v místě s výskytem fluvialních písčitých sedimentů, místy štěrkovišť (světle modrá oblast na obrázku 3.7). Dále se zde vyskytují spraše a sprašové hlíny (světle žlutá oblast) a šedé vápnité hlíny (žlutá oblast).

Další informace o geologickém podloží:

- Okres: Brno – město
- Obec: Brno
- Region: Null
- Stáří-útvár: Kvartér
- Číslo ZM25: 24-342
- Oblast: kvartér extraglaciálních oblastí



Obrázek 3.7: Geologické poměry Brno - Přízřenice [11]

Z příloh manipulačního řádu jezu Přízřenice byla získána informace, že v blízkosti spodní stavby jezu byl proveden geologický vrt. Z něj je patrné, že se po spodní stavbou jezu nachází přibližně 16m mocná vrstva štěrku a štěrkopísku a pod ní se nachází jílové podloží. Tato jílová vrstva bude považována za nepropustné podloží. Příloha P.10

3.7 POPIS STÁVAJÍCÍHO POHYBLIVÉHO JEZU

Řešený smíšený jez se nachází na řece Svatce v km 40,840 a je ve vlastnictví povodí Moravy s. p.[1].

Vzdouvacím objektem je pohyblivý stavidlový jez, situovaný šikmo k ose toku. Jez tvoří pevná spodní stavba a tři jezová pole s pohyblivou hradicí konstrukcí.[1]

3.7.1 Spodní stavba jezu

Spodní stavbu tvoří srubokamenná konstrukce střechovitého tvaru, s šikmou přelivnou železobetonovou deskou. Jezové pilíře a nábrežní zdi. Jezové těleso je v pravém a středním poli vyplněno kamennou rovnaninou mezi dřevěné štětové stěny. V levém poli je výplň z betonu, navazující na původní kamennou rovnaninu a dřevěné štětovnice.[1]

Tabulka 5: Základní parametry spodní stavby[1]

Kóta přepadové hrany pevného jezu (dosedací práh stavidel)	191,94 m n.m.
Kóta dna pod jezem	188,50 m n.m.
Výška pevného jezu nade dnem podjezí	3,44 m
Délka jezové desky (skluzu) v pravém a středním poli	8,18 m
Podélný sklon desky v pravém a středním poli	1 : 4,7
Délka jezové desky v levém poli	8,2 m
Podélný sklon desky v levém poli	1 : 3,6
Délky betonové jezové desky na návodní straně (před stavidly)	2,55 m
Kóta konce skluzu v pravém a středním poli	190,18 m
Kóta konce skluzu v levém poli	189,71 m

3.7.2 Pohyblivá část jezu

Pohyblivou část jezu tvoří tři tabulové uzávěry, které jsou ovládány elektromotory i ručně z ocelové manipulační lávky nad jezem. Stavidla se pohybují v ocelových profilech U300 pomocí cévových tyčí. Jejich ovládací mechanismy jsou umístěny na ocelové konstrukci s příčně vedenými profilem U200.[1]

Tabulka 6: Základní parametry pohyblivé části[1]

Počet jezových polí	3
Světlost jezových polí	10,35 m pravé jezové pole (I)
	10,69 m střední jezové pole (II)
	11,13 m levé jezové pole (III)
Celková průtočná šířka jezu	32,17 m
Hradicí konstrukce	stavidla
Výška hradicí konstrukce	0,96 m
Kóta horní hrany spuštěných stavidel	192,86 m n.m.
Kóta dosedacího prahu stavidel	191,90 m n.m.
Kóta spodní hrany vyhrazených stavidel	193,96 m n.m.

3.7.3 Odběrná zařízení

Náhon

Odběr vody pro náhon je na pravém břehu Svratky, v km 40868, tj. 18m nad jezem. Vtok do náhonu je nehrazený. Původně tímto náhonem byla přiváděna voda k mlýnům v Přízřenicích a Modřicích. Dnes má náhon dvojí účel.

Z hlediska vodohospodářského slouží náhon pro hydroenergetické využití MVE Modřice. Z hlediska environmentálního vytváří kostru přirozeného biokoridoru, umožňující rozvoj společenstev na vodu vázaných živočichů a rovněž slouží jako migrační zóna dnových organismů při stresových klimatických jevech.

Koryto je nezpevněné, příčný profil je nepravidelný. [1]

Základní parametry:[1]

Celková délka	3197m
Spád náhonu	0,00007%
Šířka profilu v hladině	6 - 8m



Obrázek 3.8: Nátokový objekt pro bývalý mlýnský náhon

Odběrný objekt pro závlahy pod Brnem

Odběrný objekt je umístěn na levém břehu Svratky v km 40,880 (cca 40m nad jezem).

Pro závlahy je povoleno odebírat ze Svratky max. $0,200\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$, ročně max. $3110400\text{ m}^3\cdot\text{rok}^{-1}$.

Vtokový betonový objekt tvoří boční stěny, dva vtokové otvory a střední pilíř. Tento pilíř rozděluje vtokový profil na dva otvory, o rozměrech 70 x 140cm, se samostatnými drážkami provizorního hrazení, ocelovými česlemi, nornou stěnou a zásuvnými stavidly.

Stavidla jsou shora opatřena dubovým trámcem, který spolu s trámcem v norné stěně tvoří těsnící prvek. Pro manipulaci se stavidly slouží manipulační lávka s ochranným zábradlím.

Na vtokový objekt navazuje usazovací nádrž o rozměrech 10 x 5 x 2,05m, která slouží je zpomalení průtoku a usazování splavenin.

Usazovací nádrž přechází do otevřeného profilu závlahového kanálu K1 zídkou, která na konci usazovací nádrže přechází do tvaru lichoběžníku. Ve vzdálenosti 10m za vtokem do otevřeného profilu je osazen limnigraf (km 0,0328). Otevřený kanál K1 pak přechází do shybky kruhového profilu o průměru 150cm, která převádí odebranou vodu pod řekou Svitavou do zbývajících částí otevřeného kanálu.[1]

Základní parametry:[1]

Kóta vtokového prahu	191,16m n.m.
Délka otevřeného kanálu	53,40m
Spád otevřeného kanálu	0,01% (191,10 – 191,05 m n.m.)
Délka shybky	58,3m
Spád shybky	0,073%
Kapacita otevřeného kanálu	2,32 m ³ ·s ⁻¹ (při vyhrazení jednoho stavidla o 56cm, event. obou po 28cm)



Obrázek 3.9: Odběrný objekt pro závlahy pod Brnem

3.8 DALŠÍ VYUŽITÍ

S přihlédnutím k výšce hladiny stálého vzduší a tím vzniklého spádu spolu s poměrně vysokými průtoky je nasnadě využití energetického potenciálu vody a vybudování malé vodní elektrárny přilehlé ke konstrukci jezu Přízřenice.

4 NÁVRH KONSTRUKCE (ÚROVEŇ NADPISU)

4.1 HODNOCENÍ PODKLADŮ

Při návrhu konstrukce jezu byly použity podklady poskytnuté na žádost povodím Moravy.

Tyto podklady obsahovaly manipulační řád jezu Přízřenice i se všemi přílohami, včetně podélného a příčného zaměření koryta Svratky v okolí jezu a dokonce i geologický vrt v blízkosti konstrukce jezu.

Při podrobnějším rozboru byly nalezeny nepřesnosti a nedostatky, které ovlivnily celý návrh rekonstrukce.

V podkladech byl nalezen zásadní problém, a to rozdílná absolutní výška dna podjezí. V příčném řezu konstrukcí jezu je uvedena kóta podjezí 187,70m n.m., ale z geodetického zaměření provedeného v roce 1999 je patrné, že skutečná kóta dna je 188,77m n.m. (viz. příloha P.10). V příčném řezu je sice uvedeno u kóty v nadjezí i podjezí, že se jedná o teoretickou niveletu dna, ale v nadjezí je odchylka od této nivelety pouhých 0,1-0,2 m. Tato odchylka je zcela pochopitelná vlivem usazování nánosů v nadjezí, ale odchylka více než 1m tvoří zcela zásadní rozdíl v nadmořské výšce dna podjezí H_d , rozdílu výšky nadjezí a podjezí Δh a také ve výsledné výšce konstrukce S . Tato změna výrazně ovlivní celý návrh konstrukce jezu a následný návrh manipulace jezových uzávěrů. Tato odchylka výšek podjezí mohla být způsobena časovým rozdílem období zhotovením výkresů a také případnou rekonstrukcí dna podjezí, ale hlavním problémem zůstává, že nebyla tato změna výšky nikde řádně zaznamenána. Proto byla výška dna podjezí zvolena na kótě 188,50m n.m. z důvodů uvedených níže.

Další velice důležitou vadu tvoří průtočné křivky Svratky v profilu nad a pod jezem. V nadjezí je totiž dle průtočné křivky koryto tak nekapacitní, že by podle ní původní jez při návrhovém průtoku vzdouval hladinu 1,9m nad úroveň koryta v nadjezí (viz příloha P.3). Dále je zde zvláštní a podezřelá maximální výška $h = 5,4m$, protože nebyl nalezen žádný profil ani v příčném zaměření Svratky na úseku od jezu po soutok Svratky a Svitavy, ani v geodetickém zaměření okolí jezu Přízřenice, který by dosahoval hloubky koryta 5,4m. Tyto nejasnosti by výrazně ovlivnily průběhy hladin v nadjezí a v podjezí a výsledný návrh přepadu vody přes spodní stavbu jezu a následně i návrh manipulace. Z těchto důvodů musely být vytvořeny nové průtočné křivky nadjezí a podjezí za pomoci příčného zaměření koryta Svratky a Chezyho rovnice (viz. příloha P.3). Toto řešení v sobě zcela jistě skýtá drobné odchylky v průtocích, ale za dané situace je to nejlepší řešení, které bylo možné použít. Tyto nové průtočné křivky mají počáteční kótu v nadjezí na úrovni teoretické nivelety $H = 190,00m$ n.m. a v podjezí výšku převzatou z podkladů $H = 188,50m$ n.m.

Změna úrovně dna v podjezí se projeví i na podélném profilu koryta Svratky pod jezem, kde je doposud znázorněna výšková kóta 187,70m n.m. doprovázena velkým snížením dna Svratky v daném místě na poměrně krátké vzdálenosti. Ve fotodokumentaci v příloze P.11 ale není taková změna nivelety dna Svratky patrná. Proto byl potvrzen návrh výškové úrovně dna podjezí na kótě 188,50m n.m.

Dále nebyly nalezeny žádné chyby.

Vlivem časového posunu při zhotovování podkladů mohou vzniknout rozdíly v údajích zanesených do podkladů, a proto je třeba se mít na pozoru při aplikaci dat a případně přezkoumat, zda jsou hodnoty uvedené v podkladech reálně možné. Dále by tyto hodnoty mohly být, za předpokladu dostatku času, ověřeny vlastním měřením.

4.2 NÁVRH HRADÍCÍ KONSTRUKCE

Pro zájmovou lokalitu se jeví nejvíce vyhovujícími klapkový a vakový uzávěr. Při volbě mezi těmito konstrukcemi bylo přihlédnuto k výčtu jejich výhod a nevýhod. Níže je uvedeno porovnání těchto uzávěrů

4.2.1 Volba pohyblivého uzávěru

Klapkový uzávěr

Výhody:

- Přepadový paprsek méně zatěžuje vývar a podjezí
- Je možné propouštět i plovoucí předměty unášené tokem
- Jsou odolnější proti poškození při převodu hrubých splavenin (kamení, šterk) během proplachování nadjezí
- Přenos vodního plaku i vodní tíhy do pevné spodní stavby rovnoměrně po celé délce
- Je to poměrně lehká konstrukce

Nevýhody:

- Vhodné pro menší hradicí výšky
- Možné zanesení a znemožnění ovládání konstrukce
- Náchylnost na rozkmitání
- Zavzdušnění prostoru pod klapkou

Vakový uzávěr

Výhody:

- Nižší pořizovací a provozní náklady
- Úspora oceli
- Jednoduchá údržba a obsluha
- Možnost plné automatizace provozu

Nevýhody:

- Kratší doba životnosti vaku
- Možnost protržení vaku unášenými předměty a vandaly
- Náchylný zimní režim (ledochod), nutnost získání zkušeností z provozu v zimě

Jako uzávěr pro návrh pohyblivého jezu byla zvolena klapka. Volba byla provedena z důvodu výše uvedených výhod a s přihlédnutím k tomu, že se objekt nachází blízko rušné komunikace a je poměrně lehce přístupný vandalům. Ovládání bylo zvoleno pomocí hydraulických

přímočarých motorů. Z důvodu hydraulického ovládání bude ve spodní stavbě zbudována průlezná štola pro hydraulické rozvody.

4.2.2 Volba tvaru přelivné hrany

Původní stavidlový jez je situován šikmo k ose koryta toku s největší pravděpodobností pro zajištění co nejdelší délky přelivné hrany. Toto opatření bylo nejspíš provedeno kvůli malé manipulační výšce stavidlových uzávěrů a velké výšce spodní stavby jezu.

S přihlédnutím k faktu volby klapkového uzávěru a tudíž i většímu manipulačnímu rozsahu klapky bylo rozhodnuto situovat přelivnou hranu kolmo k ose toku.

4.3 NÁVRH MVE

4.3.1 Volba turbín MVE

Při volbě turbín pro MVE bude přihlédnuto k faktům z teoretické části diplomové práce a ta je, že charakteristika na obr. 2.18 názorně ukazuje, že nejvhodnější a nejčastěji použitou turbínou v našich podmínkách s malými spády od 1,5 m do 10 m je turbína typu Kaplan.

Proto budou zvoleny jako turbíny pro navrhovanou MVE turbíny typu Kaplan, které vyhovují nízkému spádu a vyšším průtokům řeky Svatky.

4.3.2 Volba umístění MVE

Při umístění MVE podél konstrukce jezu je na výběr ze tří variant:

- Přeléváný typ MVE umístěný ve středu koryta toku
- Umístění na levém břehu Svatky
- Umístění na pravém břehu Svatky

Vzhledem k faktu, že máme po obou stranách jezu dostatek prostoru pro umístění MVE, lze první možnost přeléváné MVE hned z počátku zamítnout kvůli výrazně vyšším nákladům na vybudování a údržbu (přístupu k MVE s technikou).

Dále je tedy nutné jen rozhodnout, na jaký břeh Svatky MVE osadím. Kdyby byla MVE osazena na levý břeh, nastala by zde celá řada komplikací. První z nich je přístupnost. Na levém břehu Svatky se nachází přítok řeky Svitavy, tudíž je z obou stran ohraničen řekou. Přes řeku nevede v blízkosti jezu žádný most, což výrazně zhoršuje přístupnost. Tudíž by se s největší pravděpodobností musel v blízkosti jezu zbudovat most dostatečně únosný pro těžkou stavební a strojní techniku.

Na pravém břehu je již zbudována příjezdová komunikace a je zde dostatek místa pro osazení MVE.

S přihlédnutím na výše uvedeným argumentům byl zvolen k osazení MVE pravý břeh koryta řeky Svatky.

4.3.3 Průtoky - manipulace

V této kapitole bude rozhodnuto, jaké M-denní průtoky budu moci používat při návrhu MVE.

Při posuzování hodnot M-denních průtoků musí být uvažováno s několika fakty:

- Odběr pro Mlýnský náhon
- Odběr pro závlahy pod Brnem
- Zrušený odběr ÚV Pisárky

V manipulačním řádu (dále MŘ) jezu Přízřenice jsou uvedeny hodnoty M-denních průtoků viz. tab.3. Z důvodu nečinnosti ÚV v Pisárkách je tento průtok ještě nalepšen o minimální odběr $0,7\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$. Dále je zde uvedeno, že v případě vysazení ÚV Pisárky bude průtok rozdělen tak, aby byl napřed zajištěn minimální průtok Svatky pod jezem Přízřenice náhonu ($Q_{\min.} = 1,37\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$), poté závlahy náhonu ($Q_{\min.} = 0,2\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$) a až na konec zbytek vody vpuštěn do Mlýnského náhonu ($Q_{\min.} = 0,5\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$). V současné době jsou v Mlýnském náhonu měřeny hodnoty do $Q_{\max} = 5\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$. Z toho je patrné, že ve Svatce jsou dostatečné průtoky i pro návrh MVE.

S přihlédnutím na pořadí rozdělování průtoků, kde je na prvním místě jez Přízřenice, bude uvažováno s řadou M-denních průtoků uvedených v tabulce 3 umenšené o minimální odběr pro závlahy ($Q_{\min.} = 0,2\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$), S přihlédnutím na existenci MVE Modřice na mlýnském náhonu bude nalepšen minimální odběr pro náhon ($Q_{\min.} = 0,5\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$) na $Q = 1\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ a minimální odběr pro rybí přechod ($Q_{\min.} = 0,4\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$).

Minimální průtok v řece Svatce může být převáděn i přes MVE a RP. Minimální průtok, při kterém je turbína kaplanova typu schopná provozu je $Q_{\max} \cdot 0,25 = 0,825\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$.

Výsledné rozdělení průtoků je následující:

- Do $Q = 1,225\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ bude všechn průtok veden přes RP a jez Přízřenice.
- Po dosažení $1,225\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ bude $0,825\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ vedeno přes MVE a $0,4\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ přes RP
- Další průtok navíc bude rozdělen mezi přilehlé objekty v tomto pořadí:
 - Mlýnský náhon do $Q = 0,5\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$
 - Odběr pro závlahy pod Brnem do $Q = 0,2\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$
- Další navýšení průtoku bude rozdělováno mezi MVE Přízřenice a Mlýnský náhon

Nátokový objekt do mlýnského náhonu bude muset být opatřen uzávěrem, který bude schopen regulovat průtok, např. stavidlový uzávěr.

4.4 NÁVRH RYBÍHO PŘECHODU

Volba umístění rybího přechodu je v tomto případě poměrně důležitá. Máme na výběr hned z několika možností:

- Přírodní nebo průmyslový RP?
- Levý nebo pravý břeh?
- Vést RP přímo u jezu nebo ho vést delší trasou okolo jezu?

Zaměříme se na poslední rozhodnutí z výše uvedeného seznamu. Při pohledu na zájmovou oblast na mapě je patrné, že jako RP by mohl sloužit mlýnský náhon, který je na mapě

zaznačen jako rameno Svratky. V popisu náhonu je uvedeno, že k tomuto účelu již slouží. Jenomže je vtok do tohoto potenciálního RP vzdálen necelé 2 kilometry pod jezem, což je poměrně daleko. Tudíž bude navrhnut další RP přímo přes jez Přízřenice.

Nyní se podívejme na další 2 volby z výše uvedeného výčtu. Z těchto 2 voleb byly vybrány jako nejlepší možné:

- Přírodní tůňový RP na levém břehu Svratky
- Průmyslový RP na pravém břehu Svratky

Tyto varianty byly stanoveny na základě normy pro návrh rybního přechodu, kde stojí, že maximální povolený podélný sklon trasy RP pro cejnové rybí pásmo je 1:20 (s použitím kartáčového nebo šterbinového RP až 1:15) Minimální rozdíl hladin při udržení hladiny stálého vzduť a minimální hladiny v podjezí činí 3,76m. Z toho vyplývá, že minimální délka RP činí 75,2m(56,4m kartáčový RP).

Tůňový RP byl zvolen kvůli parkové úpravě levého břehu Svratky a tudíž by se zde RP výborně hodil a v mezi stromy by ho nebylo v podstatě vidět. Problém ale nastává s vytvořením dostatečného lákavého proudu pro rybí obsádku. Navíc dle zásad návrhu se RP osazuje hlavně tam, kde je proud nejsilnější. Po rekonstrukci jezu se o dostatečně silný lákavý proud zasadí MVE.

Kvůli tomuto faktu byl zvolen průmyslový rybí přechod na pravém břehu řeky Svratky.

Pořád vyvstává otázka problému délky RP. V tomto případě máme pouze 2 možnosti:

- Ponechat vyšší podélný sklon a průtočné rychlosti regulovat pomocí kartáčů
- Prodloužit nátokový a výtokový objekt MVE aby bylo dosaženo délky 76m a mohl být použit RP ke konstrukci MVE

Druhá možnost se jeví jako méně pravděpodobná, vlivem vzniku zvýšených nákladů vzniklých s prodloužením nátokových a výtokových objektů MVE.

Strmější podélný sklon RP není příliš závažný problém, jelikož u transportu ryb v RP je nejdůležitější dodržet průtočnou rychlost vody RP a té lze dosáhnout přidáváním či ubíráním jednotlivých kartáčů v RP.

Konstrukce RP bude kopírovat tvar MVE a bude opřen o vnější stěnu nátokového a výtokového objektu a o samotnou stavbu MVE.

Kartáčová konstrukce je vhodná pro cejnové pásmo, které se nachází v rybářském revíru této lokality [15]. Dále je nasnadě jednoduchá oprava a výměna kartáčů. Dále je v případě nevyhovujících průtokových podmínek možno regulovat průtok přidáváním nebo ubíráním kartáčů nebo redukování průtoku pomocí hrazení RP, jak bylo uvedeno výše[22].

Na níže uvedeném obrázku je vidět, že je možné budovat kartáčový RP i v oblouku.



Obrázek 4.1: Rybí přechod [32]

4.4.1 Řešení lákavého proudu RP

Jelikož bude prakticky všechna voda za většiny průtokových stavů protékat přes MVE, nebude problém nalákat ryby k pravému břehu koryta Svratky. Hlavní problém však nastává s přesvědčením rybí obsádky aby vplouvaly do RP a ne do výtokového objektu MVE.

To lze vyřešit zřejmě 3 způsoby:

- Zkusit nalákat ryby do RP pádem vody kupříkladu na zpevněné dno Svratky opatřené vystupujícími balvany, které by způsobily rozstřík vodního paprsku
- Spojit výtok MVE a RP do jednoho objektu, kde by byl výtok MVE opatřen jemnými česlemi a u těchto česlí by se nacházel vstup do RP. Tudíž by vznikla vysoká pravděpodobnost, že ryby, které se zastaví na česlích rozhodnou vplout do RP.
- Situovat výtok MVE do jezového vývaru a vést RP níže po proudu Svratky

První varianta se zdá být málo pravděpodobná, protože rozstřík vody nedokáže nahradit množství vody vytékající z MVE.

Druhá varianta je pravděpodobnější pro úspěch, ale byla zatím řešena pouze na úrovni studie.

Třetí varianta již byla v praxi provedena na jiných jezích (Kunov), ale je nutné posoudit vzniklé proudění vody ve vývaru; nejlépe fyzickým modelem.

4.5 VARIANTY REKONSTRUKCE (DISPOZIČNÍ ŘEŠENÍ)

V kapitolách 4.2-4.4 bylo zvoleno nejideálnější umístění navrhovaných prvků jezu. V této kapitole budou navrženy 4 možnosti rozvržení jednotlivých konstrukcí, aby se zabránilo zbytečnému předimenzování jezu z hlediska kapacity a tím i zbytečnému zvyšování nákladů na výstavbu.

4.5.1 Varianty rekonstrukce

A, Zachování původního stavidlového ovládání se 3 poly

U této varianty bude zachováno původní stavidlové ovládání pouze 1 pole na pravém břehu toku bude přebudováno na klapkový uzávěr z důvodu jemnější manipulace, kde kóta koruny přelivu bude snížena na kótu 190,90m n.m. Manipulace 2 nedotčených jezových polí (střední a levé) bude převzata z manipulačního řádu jezu. Manipulace pravého pole o celková kapacita jezu bude přepočítána. MVE by byla zbudována na pravém břehu jezové konstrukce. Vypočtená kapacita bude zahrnovat pouze přepad přes pevný práh jezu, nikoliv manipulaci z důvodu nedostatku dat pro výpočet manipulace stavidlového jezu.

B, Zachování původního stavidlového ovládání se 2 poly

V této variantě by se 1 původní jezové pole přebudováno na MVE a rybí přechod. Touto variantou by byla snížena kapacita jezové konstrukce za cenu úspory nákladů na odkup pozemku pro MVE. Manipulace zachovaných polí bude převzata z manipulačního řádu jezu. Celková kapacita jezu bude přepočítána.

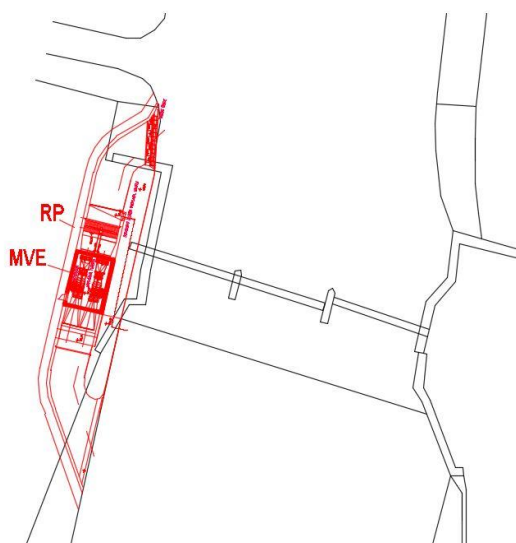
C, Rekonstrukce jezu na klapkový uzávěr se 3 poly a MVE na pravém břehu

Tato varianta je nejvíce kapacitní, ale také se jeví jako nejnákladnější z důvodu největšího množství rekonstruovaných částí jezu. Bude zde spočítána manipulace klapkových uzávěru a celková kapacita jezu.

D, Rekonstrukce jezu na klapkový uzávěr se 2 poly a MVE v korytě toku

V této variantě se prostor jednoho jezového pole na pravém břehu toku nahradilo konstrukcí MVE a rybího přechodu. Touto variantou by byla snížena kapacita jezové konstrukce varianty C za cenu úspory nákladů na odkup pozemku pro MVE.

4.5.2 Posouzení varianty A

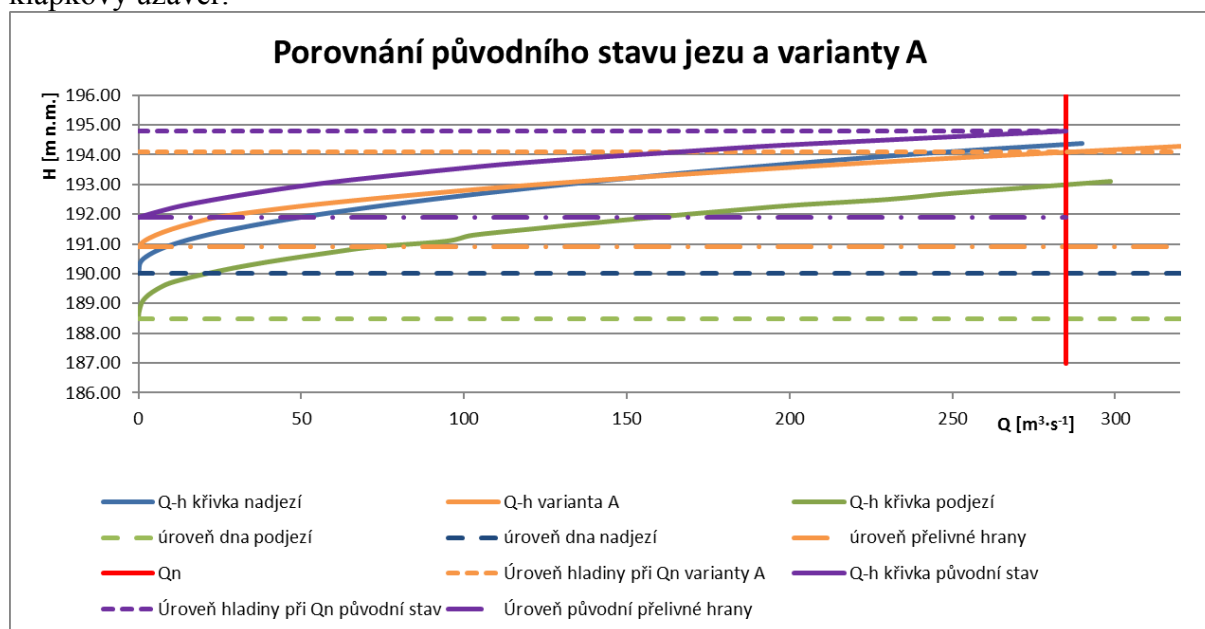


Obrázek 4.2: Varianta rekonstrukce A

U této varianty dojde k mírnému zlepšení kapacity a následnému snížení průtočné hladiny při návrhovém průtoku.

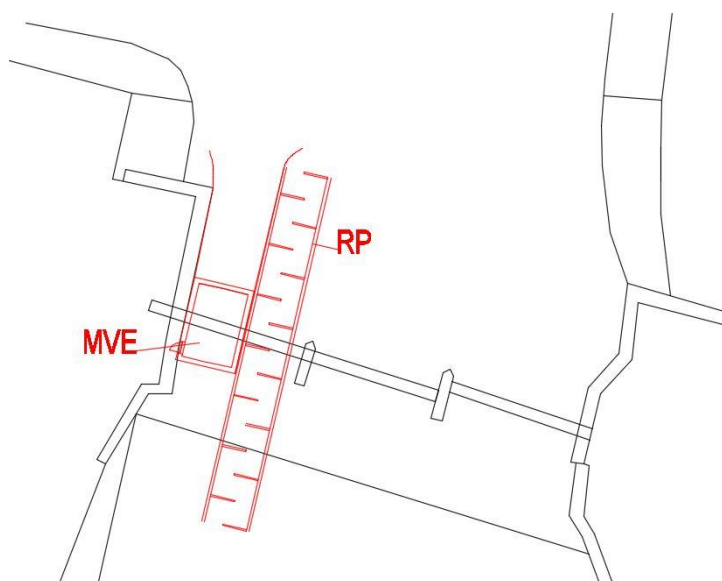
Představuje rozumný poměr vynaložených nákladů a výsledného snížení maximální hladiny.

Níže uvedená hladina varianty A při návrhovém průtoku bude během manipulace nejspíš mírně zvýšena vlivem rozdílných přepadových součinitelů při přepadu vody přes vyhrazený klapkový uzávěr.



Obrázek 4.3: Porovnání původního stavu jezu a varianty A

4.5.3 Posouzení varianty B



Obrázek 4.4: Varianta rekonstrukce B

Výhodou této varianty jsou stavební náklady snížené o nezbytnost výkupu pozemku pro vybudování MVE. Na druhou stranu bude nejspíš vyšší náklady na výstavbu MVE ve ztížených podmínkách.

U této varianty by musel být zcela jistě použit jiný typ RP.

Nevýhodou je výrazné snížení kapacity jezové konstrukce, což je za daných podmínek nepřijatelné.

4.5.4 Posouzení varianty C

Situace varianty C je stejná jako na obr. 4.2 s tím rozdílem, že bude zrekonstruován celý jez.

Tato varianta nabízí nejlepší kapacitní vlastnosti a největší snížení hladiny.

Nevýhodou jsou vysoké náklady vynaložené na výstavbu.

4.5.5 Posouzení varianty D

Situace varianty D je stejná jako na obr. 4.4, ale budou zrekonstruovány obě zbývající jezová pole.

Tato varianta má zřejmě nejhorší poměr vynaložených nákladů a průtočných vlastností.

Opět je kapacita jezu nedostatečná.

Po výčtu hodnocení jednotlivých variant zůstávají jako nejvhodnější řešení varianty A a C.

Z hlediska vynaložených nákladů a kapacity jezu je nejvhodnější variantou varianta A. Jelikož ale tato studie řeší rekonstrukci výhradně protipovodňové opatření, byla nakonec zvolena varianta C, čili úplná rekonstrukce jezu. Situování jezu viz příloha P.1.

5 HYDROTECHNICKÉ VÝPOČTY

5.1 HYDROLOGICKÁ DATA

Ve výpočtu byly použity návrhové průtoky z tabulek 2 a 3. Pro N-leté průtoky byly zvoleny hodnoty převzaty z manipulačního řádu jezu Přízřenice:

Tabulka 7: Hodnoty m-denních průtoků jezu Přízřenice[1]

m-denní průtoky	Q ₃₀	Q ₉₀	Q ₁₈₀	Q ₂₇₀	Q ₃₃₀	Q ₃₅₅	Q ₃₆₄
m ³ ·s ⁻¹	19,6	8,94	4,66	2,98	1,92	1,37	1,02

Tabulka 8: Hodnoty N-letých průtoků jezu Přízřenice[1]

N-leté průtoky	Q ₁	Q ₂	Q ₅	Q ₁₀	Q ₂₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀
m ³ ·s ⁻¹	51,3	73,7	110,4	143,4	180,7	237	285

V nadjezí se nachází nátoky do mlýnského náhonu a pro zavlažování jižního Brna popsané v kapitole 3.7.3. Tyto nátoky jsou uzavíratelné a regulovatelné, proto s nimi při návrhu konstrukce nebude uvažováno.

Protože se daná lokalita nachází v zastavěné oblasti, byl zvolen návrhový průtok $Q_N = Q_{100} = 285 \text{ m}^3/\text{s}$.

5.2 HLADINA STÁLÉHO VZDUTÍ

Úroveň hladiny stálého vzduť byla převzata z projektu původního jezu Přízřenice.

Převzatá úroveň hladiny stálého vzduť $H_{sv} = 192,86 \text{ m n.m.}$

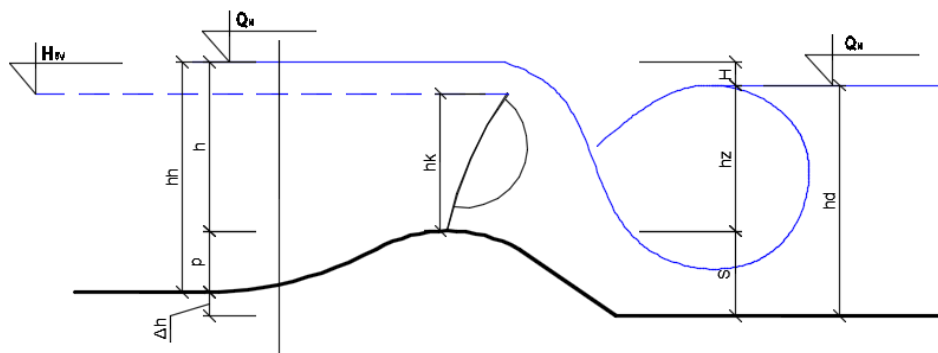
Povolené překročení hladiny stálého vzduť je +30 cm na kótu 193,16m n.m.. Poté se začíná s vyhrazováním stavidlových uzávěrů.

Při běžném provozu na jezu je požadovaný minimální průtok ($MQ = 1,37 \text{ m}^3/\text{s}$) zajištěn, pokud kóta provozní hladiny dosahuje úrovně 192,96m n.m. To znamená, že při této hladině přes stavidla přepadá paprsek vody 10 cm.[1]

5.3 NÁVRH SPODNÍ STAVBY

Pro návrh spodní stavby jezu byl zvolen Jamborův práh kvůli jeho dobrým hydraulickým vlastnostem. Dále netvoří překážku při průchodu splavenin a umožňuje jednoduché provedení spodní stavby.

Jednotlivé konstrukční rozměry a výpočtové parametry jsou uvedeny na obr.5.1.



Obrázek 5.1: Schéma spodní stavby jezu

Konstrukční rozměry:

- $h_h = 3,8 \text{ m}$ Hloubka horní vody při Q_N
- $h_d = 4,5 \text{ m}$ Hloubka dolní vody při Q_N
- $\Delta h = 1,5 \text{ m}$ Výškový rozdíl horního a dolního dna
- $h_{kl} = 1,96 \text{ m}$ Výška hradící konstrukce (klapky)
- $p = 0,9 \text{ m}$ Výška spodní stavby nad horním dnem
- $H = 0,8 \text{ m}$ Spád hladin při Q_N
- $h = 2,9 \text{ m}$ Přepadová výška při Q_N
- $h_z = 2,1 \text{ m}$ Výška dolní hladiny nad přelivnou hranou
- $S = 2,4 \text{ m}$ Výška spodní stavby nad dolním dnem

Výškové kóty:

- | | |
|---|---------------|
| • Kóta horního dna | 190,00 m n.m. |
| • Kóta dolního dna | 188,50 m n.m. |
| • Kóta hladiny stálého vzduší | 192,86 m n.m. |
| • Kóta přelivné hrany pevného prahu | 190,90 m n.m. |
| • Kóta úrovně hladiny při Q_N v nadjezí | 193,80 m n.m. |
| • Kóta úrovně hladiny při Q_N v podjezí | 193,00 m n.m. |

5.4 NÁVRH PEVNÉHO PRAHU

Výška prahu p byla navržena v závislosti na hloubce vody nad korunou prahu při Q_N h . Je vhodné, aby byl dodržen poměr $p/h = 0,1-0,3$.

Hodnoty součinitele přepadu m se pohybují v intervalu 0,42-0,53. Součinitel přepadu se při návrhu určil dle Skaličky a Laca s kontrakcí u břehu s břehovými pilíři.

Návrhové parametry:

- $p = 0.9 \text{ m}$ Návrhová výška prahu nad horním dnem
- $h = 3.3 \text{ m}$ Přepadová výška nad korunou při Q_N

Ověření návrhu výšky prahu:

$$p/h = 0,1-0,3$$

$$p/h = 0,272$$

Návrh výšky 0,9m Jamborova prahu vyhovuje

Stanovení hodnoty součinitele přepadu:

$$m = 0,36273 + 0,05616 \frac{h}{p} - 0,009213 \left(\frac{h}{p}\right)^2 \quad (5.4.1)$$

Dle J. Skaličky [19]:

Lze použít v rozmezí

$$0,5 < h/p < 2,8$$

$$0,5 < 3,29 < 2,8 \Rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

Dle Laca [19]:

$$m = \frac{2}{3} \left(\frac{0,61}{\left(\frac{p}{h}\right)^{0,09}} \right)$$

Lze použít v rozmezí

$$0,08 < h/p < 0,6$$

$$0,08 < 0,272 < 0,6 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$m = 0,446$$

Stanovení dle Skaličky nevyhovuje. Pro návrh byla použita hodnota součinitele přepadu dle Laca. Nejvyšší hodnota součinitele přepadu je stanovena 0,446.

5.5 VÝPOČET POTŘEBNÉ ŠÍŘKY PŘELIVU PRO Q_N

Pomocí výpočtu byla zjištěna potřebná minimální šířka přelivu pro Q_N .

Návrhové parametry:

- $p = 0.9 \text{ m}$ Návrhová výška prahu nad horním dnem
- $h = 2.9 \text{ m}$ Přepadová výška nad korunou prahu při Q_N
- $Q_N = 285 \text{ m}^3/\text{s}$ Návrhový průtok
- $m = 0,446$ Součinitel přepadu

$$b = \frac{Q_N}{m \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{3/2}} \quad (5.4.2)$$

$$b = 29,83 \text{ m}$$

Potřebná minimální šířka přelivu

Při návrh je nutné vzít v potaz fakt, že je snaha o co největší zachování rozměrů původního pevného jezu. Proto byla ve výpočtu použita šířka přelivné hrany **31,5 m** viz. kapitola 5.6.

5.6 NÁVRH HRADÍCÍ KONSTRUKCE A OVĚŘENÍ KAPACITY

Pro návrh se vycházelo z výšky stavby nad horním dnem a úrovně hladiny stálého vzdutí. Celková šířka konstrukce B_C byla odůvodněna v návrhu šířky přelivu v předchozí kapitole. Šířka byla zvolena tak, aby kapacitní průtok přes přeliv byl větší než návrhový průtok.

• H_{SV}	= 192,86 m n.m.	Kóta hladiny stálého vzdutí
•	190,90 m n.m.	Kóta koruny pevného prahu
• M	= 0,446	Součinitel přepadu
• α	= 1,05	Coriolisovo číslo
• h	= 2,9 m	Hloubka vody nad korunou prahu při Q_N
• h_z	= 2,1 m	Výška dolní vody nad korunou přelivu
• h_k	= 1,96 m	Výška hradící konstrukce (klapky)
•	3 jezová pole	
• \dot{s}_u	= 10,5 m	Šířka jednoho pole hradící konstrukce
• d	= 2,00 m	Šířka dělicího pilíře
• B_C	= 35,5 m	Celková šířka konstrukce
• n	= 2	Počet kontrakcí
• ε_p	= 0,045	Součinitel pilířů [16]
• ε_k	= 0,06	Součinitel zavazovacích křídel [16]

$$v_0 = \frac{Q_N}{B_C * h_h} = 2,11 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1} \quad (5.6.1)$$

$$k = \frac{\alpha * v_0^2}{2g} = 0,239 \text{ m} \quad (5.6.2)$$

$$h_0 = h + k = 3,14 \text{ m} \quad (5.6.3)$$

$$b_0 = (2 * \dot{s}_u) - ((n * \varepsilon_k + 2 * \varepsilon_p) * h_0) = 30,84 \text{ m} \quad (5.6.4)$$

$$\frac{h_z}{h_0} = 0,72 \Rightarrow \sigma = 0,889$$

$$Q_{kap} = \sigma * m * b_0 * \sqrt{2g} * h_0^{\frac{3}{2}} = 302,418 \quad (5.6.5)$$

$$\begin{array}{ccc} Q_{kap} & > & Q_N \\ 302,418 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} & > & 285 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \Rightarrow \text{Vyhovuje} \end{array}$$

Návrh počtu a šířky přelivných polí vyhovuje. Kapacitní průtok byl navržen vyšší než návrhový. Měrná křivka přelivu bude vypočteno pro 3 pole o šířce 10,5m.

5.7 MĚRNÁ KŘIVKA PŘELIVU

Výpočet měrné křivky přelivu byl proveden pro návrhový průtok, kdy se postupně zvyšovala výška přepadového paprsku až po výšku odpovídající Q_N . V níže uvedené tabulce jsou vyňaty pouze základní proměnné a výsledek. Celý postup návrhu je uveden v příloze P.7. Měrné křivky byly znázorněny v grafu viz obr. 5.2.

Použité vzorce:

$$Q = m * 2\check{s}_u * \sqrt{2g} * h^{3/2}$$

$$Q_2 = \sigma * m * b_0 * \sqrt{2g} * h_0^{\frac{3}{2}}$$

$$b_0 = (2 * \check{s}_u) - ((n * \varepsilon_k + 2 * \varepsilon_p) * h_0)$$

$$A = (2\check{s}_u + d) * (h + p)$$

$$h_0 = h + k$$

$$h_z = h_d - S$$

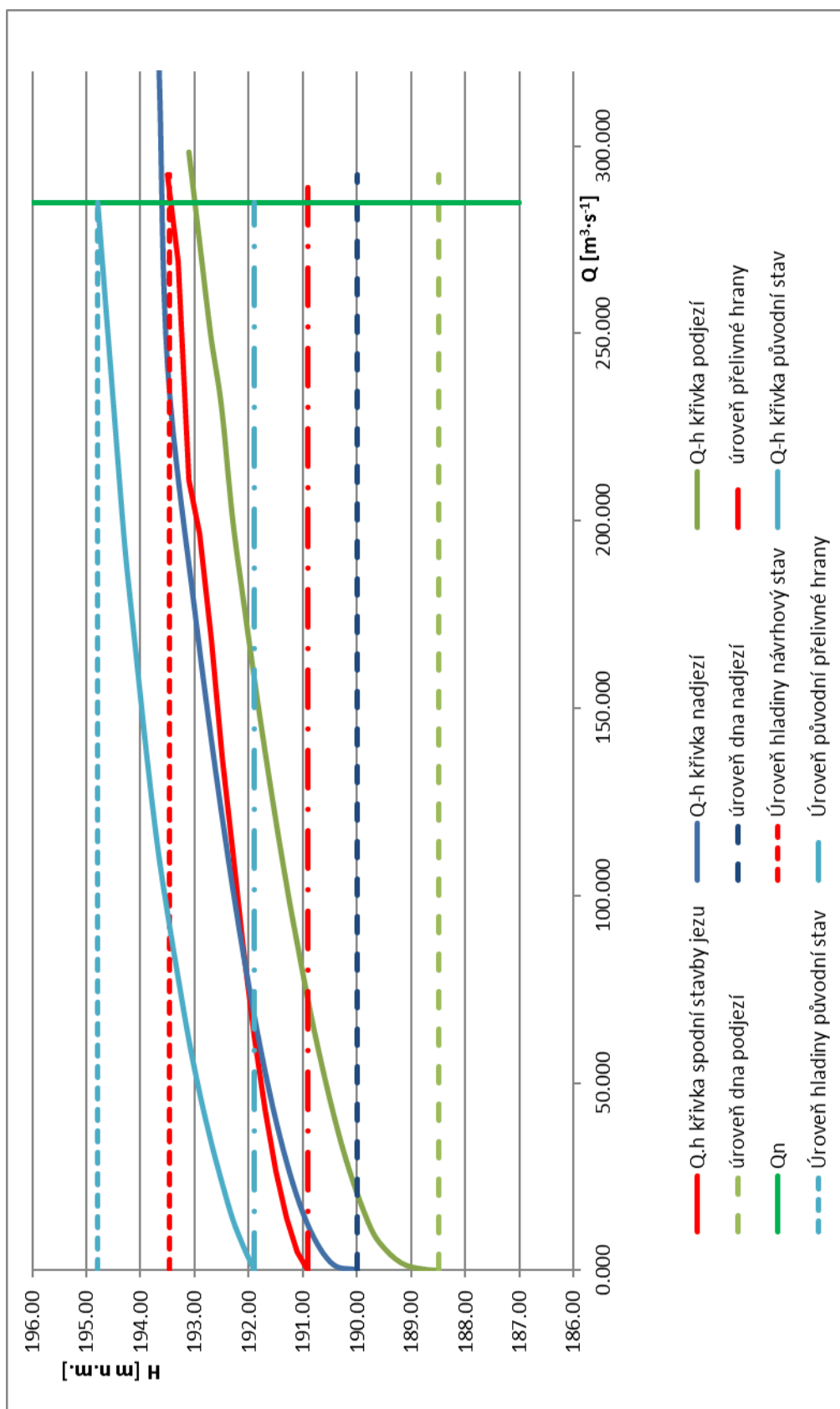
$$k = \frac{\alpha * v_o^2}{2g}$$

$$m = \frac{2}{3} \left(\frac{0,61}{\left(\frac{p}{h}\right)^{0,09}} \right)$$

Tabulka 9: Výpočet měrné křivky přepadu

h	Q ₁	Q ₂	Q ₂ -Q ₁
[m]	[m ³ ·s ⁻¹]	[m ³ ·s ⁻¹]	[m ³ ·s ⁻¹]
0	0.000	0	0.000
0.2	4.677	4.705	0.028
0.4	13.886	13.898	0.012
0.6	26.597	26.670	0.074
0.8	42.576	42.826	0.250
1	62.277	62.377	0.100
1.2	84.946	85.199	0.253
1.4	111.268	111.400	0.132
1.6	136.910	136.967	0.056
1.8	167.884	168.274	0.391
2	196.305	196.460	0.156
2.2	210.915	210.733	-0.182
2.4	244.226	243.920	-0.305
2.6	269.385	269.109	-0.277
2.8	291.636	292.351	0.715

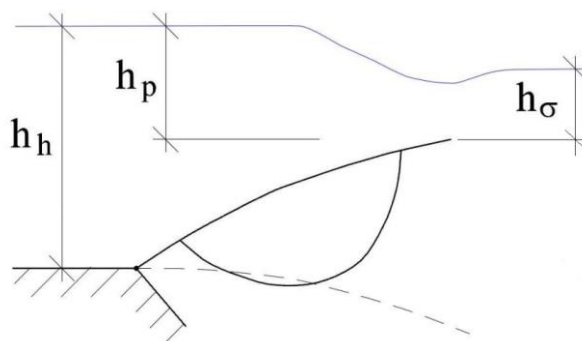
Návrhem se podařilo snížit úroveň hladiny při návrhovém průtoku z 194,80m n.m. na 193,46m n.m., tudíž o 1,36m. Kompletní tabulka je obsažena v příloze P.7.



Obrázek 5.2: graf měrné křivky přelivu a porovnání s původním stavem

5.8 MĚRNÉ KŘIVKA PŘI MANIPULACI S UZÁVĚRY

Před zahájením manipulace bylo uvažováno s nastoupáním hladiny stálého vzduší o 0,2m (193,06 m n.m.) k hladině uvažované při zahrazení klapkového uzávěru (192,86 m n.m.). Zásadním krokem bylo určení součinitele přepadu m dle Čiháka, který závisí na poloze sklopené klapky a na geometrickém tvaru hradící plochy. Vzhledem k poloze sklopení klapky a výšce přepadového paprsku se mění typ přepadu od ostrohranného po přepad přes širokou korunu, kde je klapka úplně vyhrazena. Při určení přepadového součinitele bylo využito hodnot z tabulky 8, kde se vychází z jednotlivých poměrů výšek vztažených k hladině Q_N (viz obr.5.3). Navržené hodnoty při výškách sklopení jsou uvedeny v tabulce 11, 12, 13. Byly zvoleny 3 návrhové manipulační stavy. Z těchto stavů jsou níže uvedeny pouze výsledky při změně výšky. Podrobný výpočet je opět uveden v příloze P.7.



Obrázek 5.3: Schéma pro určení součinitele přepadu [19]

Tabulka 10: Orientační hodnoty součinitele přepadu m [19]

Hodnoty přepad. součinitele m_σ				
h_p/h_h	Poměr h_σ/h_h			
	0,0	0,1	0,5	0,7
0,10	0,479	0,479	0,487	0,487
0,20	0,456	0,456	0,461	0,465
0,30	0,435	0,435	0,438	0,441
0,40	0,416	0,416	0,418	0,421
0,50	0,399	0,399	0,398	0,396
0,60	0,384	0,384	0,373	0,368
0,70	0,372	0,372	0,355	0,348
0,80	0,368	0,368	0,351	0,343
0,90	0,378	0,378	0,370	0,363
1,00	0,443	0,443	0,413	0,409

Tabulka 11: Výpočet manipulace - synchronní pohyb 3 uzávěrů

Synchronní pohyb 3 uzávěrů							
poloha	hp	Q_1	h_o/h_h	h_p/h_h	m_σ	Q_2	Q_2-Q_1
	[m]	[m ³ ·s ⁻¹]			[-]	[m ³ ·s ⁻¹]	[m ³ ·s ⁻¹]
0	0	0.000	-0.84	0.00	0.479	0.000	0.000
0	0.1	2.113	-0.58	0.03	0.479	2.113	-0.001
0	0.2	5.978	-0.45	0.07	0.479	5.979	0.001
1	0.3	10.998	-0.38	0.10	0.479	10.998	0.000
2	0.4	16.648	-0.32	0.13	0.47	16.645	-0.003
3	0.6	29.852	-0.22	0.20	0.456	29.829	-0.023
4	0.8	44.690	-0.13	0.27	0.44	44.637	-0.053
5	1	61.620	-0.05	0.33	0.43	61.554	-0.066
6	1.2	79.117	0.02	0.40	0.416	79.107	-0.010
7	1.4	96.916	0.08	0.48	0.4	96.913	-0.003
8	1.6	117.054	0.19	0.55	0.39	117.053	-0.001
9	1.8	138.172	0.26	0.62	0.38	138.171	-0.001
10	2	160.176	0.34	0.70	0.37	160.171	-0.005
11	2.16	179.626	0.40	0.77	0.364	179.625	-0.001
	2.85	289.668	0.56	0.86	0.368	289.958	0.290

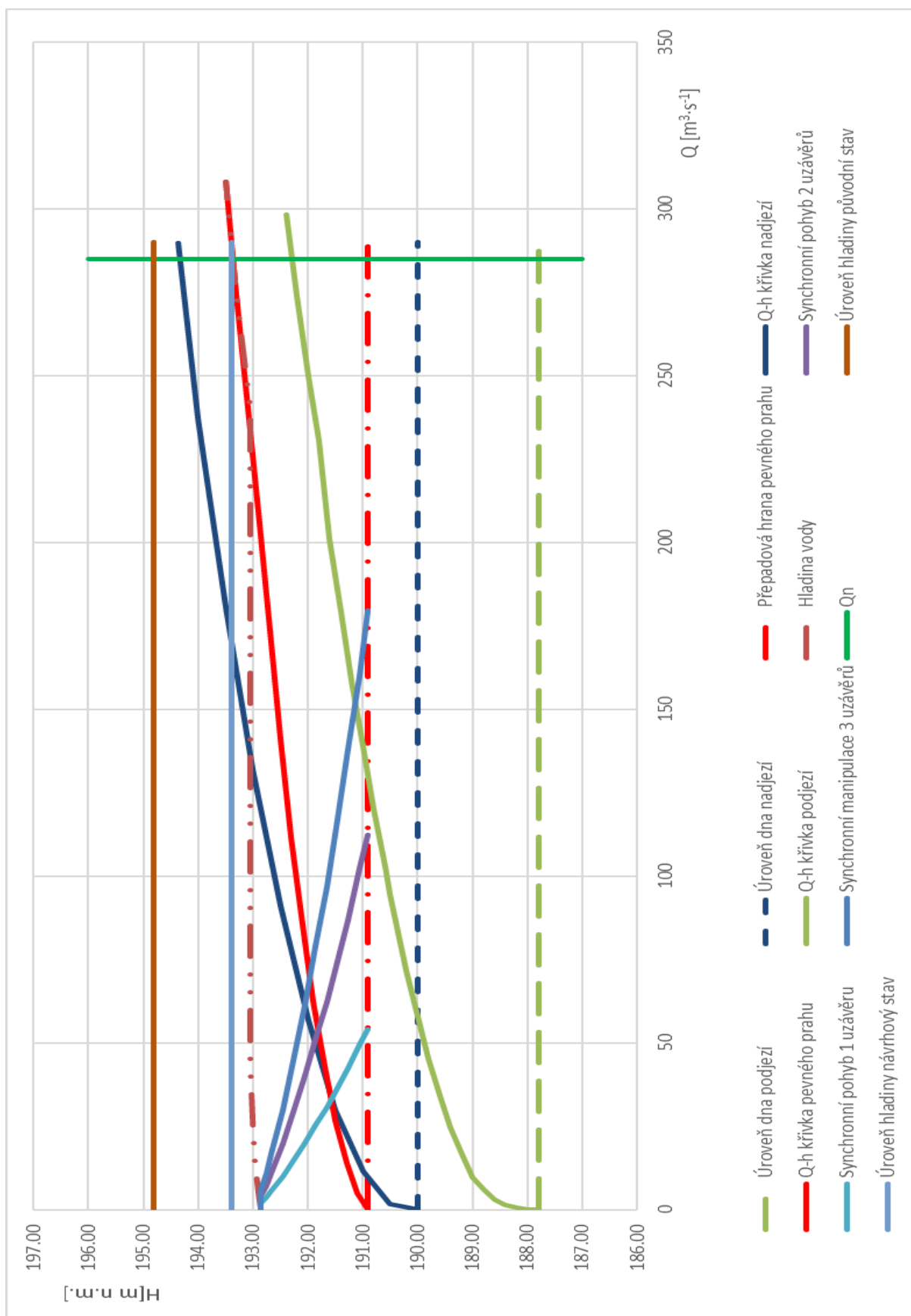
Tabulka 12: Výpočet manipulace – synchronní pohyb 2 uzávěrů

Synchronní pohyb 2 uzávěrů							
poloha	hp	Q_1	h_o/h_h	h_p/h_h	m_σ	Q_2	Q_2-Q_1
	[m]	[m ³ ·s ⁻¹]			[-]	[m ³ ·s ⁻¹]	[m ³ ·s ⁻¹]
0	0	0.000	-0.84	0.00	0	0.000	0.000
0	0.1	1.408	-0.60	0.03	0.479	1.408	0.000
0	0.2	3.983	-0.51	0.07	0.479	3.980	-0.003
1	0.3	7.325	-0.42	0.10	0.479	7.311	-0.014
2	0.4	11.084	-0.37	0.13	0.47	11.045	-0.039
3	0.6	19.706	-0.30	0.20	0.456	19.704	-0.002
4	0.8	29.327	-0.23	0.26	0.44	29.320	-0.007
5	1	40.169	-0.16	0.33	0.43	40.147	-0.021
6	1.2	51.253	-0.08	0.40	0.416	51.202	-0.051
7	1.4	62.321	-0.03	0.46	0.4	62.220	-0.101
8	1.6	74.589	0.01	0.53	0.39	74.402	-0.187
9	1.8	87.180	0.05	0.60	0.38	86.863	-0.317
10	2	102.746	0.04	0.67	0.38	102.415	-0.331
11	2.16	112.311	0.17	0.73	0.37	112.253	-0.059
	2.85	170.828	0.29	0.79	0.368	170.656	-0.172

Tabulka 13: Výpočet manipulace – Manipulace 1 uzávěru

Manipulace 1 uzávěru							
poloha	h_p	Q₁	h_σ/h_h	h_p/h_h	m_σ	Q₂	Q₂-Q₁
	[m]	[m³·s⁻¹]			[-]	[m³·s⁻¹]	[m³·s⁻¹]
0	0	0.000	-0.84	0.00	0	0.000	0.000
0	0.1	0.704	-0.65	0.03	0.479	0.704	0.000
0	0.2	1.992	-0.56	0.07	0.479	1.989	-0.003
1	0.3	3.662	-0.51	0.10	0.479	3.651	-0.011
2	0.4	5.542	-0.47	0.13	0.47	5.512	-0.030
3	0.6	9.811	-0.39	0.20	0.456	9.811	0.000
4	0.8	14.560	-0.34	0.26	0.44	14.559	-0.001
5	1	19.870	-0.29	0.33	0.43	19.866	-0.004
6	1.2	25.252	-0.25	0.39	0.416	25.243	-0.010
7	1.4	30.579	-0.21	0.46	0.4	30.559	-0.019
8	1.6	36.414	-0.17	0.53	0.39	36.379	-0.036
9	1.8	42.330	-0.12	0.59	0.38	42.269	-0.061
10	2	49.581	-0.10	0.66	0.38	49.502	-0.079
11	2.16	54.069	-0.08	0.71	0.37	54.066	-0.003
	2.85	81.205	0.03	0.77	0.368	81.196	-0.009

Kompletní tabulky jsou obsaženy v příloze P.7.



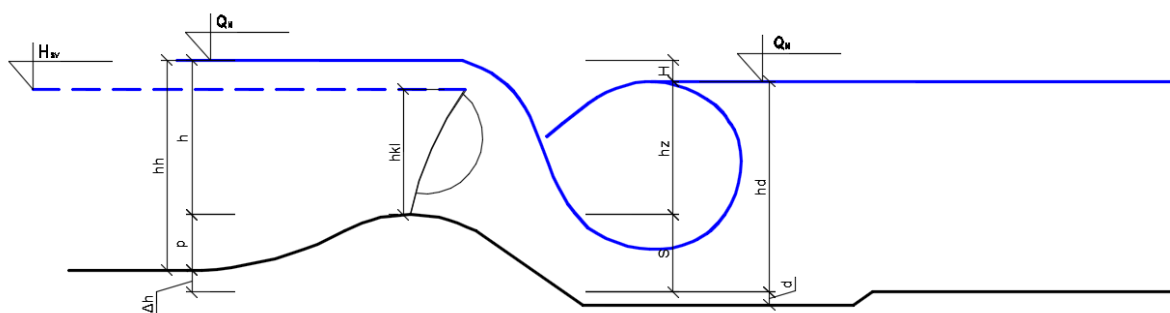
Obrázek 5.4: Graf měrné křivky při manipulaci s uzávěří

5.9 NÁVRH PODJEZÍ

Pro návrh a posouzení podjezí byla použita hydrologická data uvedená v kapitole 5.1. Návrh byl proveden pomocí vzorců uvedených níže.

5.9.1 Návrh hloubky vývaru

Cílem návrhu je, aby vznikl přilehlý (vzdutý) vodní skok v podjezí. Postup návrhu je uveden níže v tab. 14 a 15.



Obrázek 5.5: Výpočtové schéma hloubky vývaru

Použité vzorce

$$q = \frac{Q}{Bc} \quad (5.9.1)$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2} * (-1 + \sqrt{1 + \frac{8 * \beta * q^2}{h_1^3 * g}}) \quad (5.9.2)$$

$$\beta = 1$$

$$h_c = h_1 = \frac{q}{\varphi * \sqrt{2g * (E_0 - h_c)}} \quad (5.9.3)$$

$$\Phi = 0,95$$

$$E_0 = d + S + h_0 \quad (5.9.4)$$

$$h_0 = h + k \quad (5.9.5)$$

$$k = \frac{\alpha * v_o^2}{2g} \quad (5.9.6)$$

Tabulka 14: Návrh hloubky vývaru-bez zahloubení

$Q_m - Q_N$	Q [m ³ ·s ⁻¹]	q [m ³ ·s ⁻¹]	h_k [m]	h [m]	v_0 [m·s ⁻¹]	k [m]	h_0 [m]	S [m]	E_0 [m]	h_1''' [m]	h_2 [m]	hd [m]	σ [-]	vodní skok
Q_{270}	2.98	0.095	0.10	0.13	0.04	0.000	0.130	4.43	4.560	0.011	0.411	0.3	0.730	oddálený
Q_{180}	4.66	0.148	0.13	0.2	0.06	0.000	0.200	4.36	4.560	0.016	0.512	0.43	0.840	oddálený
Q_{90}	8.94	0.284	0.20	0.29	0.11	0.001	0.291	4.27	4.561	0.032	0.704	0.65	0.923	oddálený
Q_{30}	19.6	0.622	0.34	0.49	0.22	0.002	0.492	4.07	4.562	0.070	1.029	1.1	1.069	vzdutý
Q_1	51.3	1.629	0.65	0.89	0.50	0.013	0.903	3.67	4.573	0.185	1.621	2.1	1.296	vzdutý
Q_5	110.4	3.505	1.08	1.39	0.92	0.046	1.436	3.17	4.606	0.406	2.287	2.91	1.272	vzdutý
Q_{10}	143.4	4.552	1.28	1.62	1.13	0.069	1.689	2.94	4.629	0.535	2.557	3.25	1.271	vzdutý
Q_{20}	180.7	5.737	1.50	1.84	1.35	0.098	1.938	2.72	4.658	0.683	2.810	3.62	1.288	vzdutý
Q_{50}	237	7.524	1.79	2.18	1.64	0.144	2.324	2.38	4.704	0.918	3.117	4.07	1.306	vzdutý
Q_{100}	285	9.048	2.03	2.46	1.86	0.185	2.645	2.1	4.745	1.128	3.325	4.49	1.351	vzdutý

Tabulka 15: Návrh hloubky vývaru-konstrukční vývar $d=0,3m$

$Q_m - Q_N$	Q [m ³ ·s ⁻¹]	q [m ³ ·s ⁻¹]	h_k [m]	h [m]	v_0 [m·s ⁻¹]	k [m]	h_0 [m]	$S+h_{kl}$ [m]	E_0 [m]	h_1''' [m]	h_2 [m]	hd [m]	σ [-]	vodní skok
Q_{270}	2.98	0.095	0.10	0.13	0.04	0.000	0.430	4.43	4.860	0.010	0.418	0.3	1.436	vzdutý
Q_{180}	4.66	0.148	0.13	0.2	0.06	0.000	0.500	4.36	4.860	0.016	0.521	0.43	1.402	vzdutý
Q_{90}	8.94	0.284	0.20	0.29	0.11	0.001	0.591	4.27	4.861	0.031	0.716	0.65	1.326	vzdutý
Q_{30}	19.6	0.622	0.34	0.49	0.22	0.002	0.792	4.07	4.862	0.068	1.048	1.1	1.336	vzdutý
Q_1	51.3	1.629	0.65	0.89	0.50	0.013	1.203	3.67	4.873	0.179	1.653	2.1	1.452	vzdutý
Q_5	110.4	3.505	1.08	1.39	0.92	0.046	1.736	3.17	4.906	0.392	2.339	2.91	1.372	vzdutý
Q_{10}	143.4	4.552	1.28	1.62	1.13	0.069	1.989	2.94	4.929	0.515	2.619	3.25	1.356	vzdutý
Q_{20}	180.7	5.737	1.50	1.84	1.35	0.098	2.238	2.72	4.958	0.657	2.884	3.62	1.359	vzdutý
Q_{50}	237	7.524	1.79	2.18	1.64	0.144	2.624	2.38	5.004	0.880	3.209	4.07	1.362	vzdutý
Q_{100}	285	9.048	2.03	2.46	1.86	0.185	2.945	2.1	5.045	1.077	3.434	4.49	1.395	vzdutý

Byla navržena konstrukční hloubka vývaru $d = 0,3m$. Míra vzdutí (zatopení) s ohledem na stanovené hodnoty součinitele zatopení σ uvedené v tab. 15 se pohybuje v bezpečném intervalu a navrhovaná konstrukce se jeví jako bezpečná.

5.9.2 Tloušťka vývarové desky

Návrh tloušťky vývarové desky byl proveden za pomoci empirických vztahů [19]:

a, dle Dombrovského

$$t_d = 0,15v_1h_1^{0,5} [m] \quad (4.9.1)$$

b, dle Trajanoviče

$$t_d = 0,4\left(\frac{q}{S}\right)^{0,5}H^{0,25} [m] \quad (5.9.7)$$

$$v_1 = \frac{q}{h_1} [m] \quad (4.9.2)$$

h - -rozdíl hladin při Q_N [m]

Výpočet byl proveden po celou škálu průtokových stavů viz. Tab.16

Tabulka 16: Návrh tloušťky vývarové desky

$Q_m - Q_N$	Q	Dombrovski		Torajmovič		Průměr
	$[m^3 \cdot s^{-1}]$	v_1	t_{dd}	H	t_{dt}	t_d
Q_{270}	2.98	2.642	0.075	2.73	0.158	0.117
Q_{180}	4.66	9.262	0.176	2.67	0.197	0.186
Q_{90}	8.94	9.334	0.244	2.54	0.269	0.257
Q_{30}	19.6	9.491	0.365	2.29	0.388	0.376
Q_1	51.3	9.775	0.598	1.69	0.582	0.590
Q_5	110.4	10.089	0.892	1.38	0.812	0.852
Q_{10}	143.4	10.225	1.023	1.27	0.906	0.965
Q_{20}	180.7	10.346	1.156	1.12	0.986	1.071
Q_{50}	237	10.539	1.336	1.01	1.100	1.218
Q_{100}	285	10.698	1.476	0.87	1.162	1.319

Byla navržena tloušťka desky $t_d = 1,4m$ s přihlédnutím na empirické hodnoty stanovené podle Dombrovského a Tarajaničiče.

5.9.3 Délka vývaru

Délka vývaru byla navržena dle Nováka na návrhový průtok Q_{100} . Návrh vychází z délky vodního skoku a jeho vzájemných hloubek h_1 a h_2 . Podle těchto hloubek se stanovil součinitel K (viz tab. 17).

Tabulka 17: Hodnoty součinitele K [19]

h_2/h_1	3 - 4	4 - 6	6 - 20	≥ 20
K	5,5	5	4,5	4

Výpočet dle Nováka:

$$L_v = k * (h_2 - h_1) [m] \quad (5.9.8)$$

Tabulka 18: návrh délky vývaru

$h_2 =$	3.434	m
$h_1 =$	1.077	m
$h_2/h_1 =$	3.187	
k	5.5	

$L_v =$	12.96	m
---------	-------	---

Byla navržena délka vývaru $L_v = 13m$.

5.9.4 Délka opevnění za vývarem

Návrh délky opevnění za vývarem byl proveden pro návrhový průtok podle dvou okrajových podmínek ($L_0 = 10-13 \cdot h_d$) podle Čertousova [19]:

$$L_0 = (10 \text{ až } 13) \cdot h_d \text{ [m]} \quad (5.9.9)$$

Tabulka 19: Návrh délky opevnění za vývarem

$h_d =$	4.49	m
$10 \cdot h_d =$	44.9	m
$13 \cdot h_d =$	58.37	m
$L_0 =$	50	m

5.9.5 Tloušťka opevnění za vývarem

Návrh byl proveden výpočtem výmolu v podjezí těsně pod přelivem dle Jaegera A_0 a za vývarovým prahem podle Nováky A [19].

a, Jaeger

b, Novák

$$A_0 = 6H^{0,25} q^{0,5} \left(\frac{h_d}{d_{90}} \right)^{\frac{1}{2}} - h_d \text{ [m]} \quad (4.9.5) \quad A = k \cdot A_0 \text{ [m]} \quad (5.9.10)$$

Tyto vztahy jsou empiricky odvozené. Velikost 90% propadu zrna byla stanovena odhadem s přihlédnutím k charakteru toku řeky Svratky jako $d_{90} = 60 \text{ mm}$. Součinitel $k = 0,5$ a byl zvolen z intervalu $k = <0,45; 0,65>$ [19].

Tabulka 20: Výpočet hloubek výmolu v podjezí

$H =$	0.87	m
$q =$	9.048	$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$
$h_d =$	4.49	m
$d_{90} =$	60	mm

$A_0 =$	2.86	m
---------	------	---

Velikost záhozového kamene pro opevnění pod jezem:

Návrh velikosti kamene pod jezem d_z byl proveden podle vztahu Pavlovského, který platí v rozmezí $L_v/h_2 = 10-15$

$$\frac{v_2}{(gd_z)^{0,5}} = 0,1 \left[\left(\frac{L_v}{h_2} + 11,5 \right)^2 - 25 \left(\frac{E_0}{h_k} - 3 \right)^2 \right]^{0,5} - 0,22 \quad (5.9.11)$$

$$h_k = 0,467 \cdot q^{2/3}$$

Tabulka 21: Návrh velikosti záhozového kamene

$Q_m - Q_N$	Q	q	h_k	d_{90}	L/h_2	dz
	$[m^3 \cdot s^{-1}]$	$[m^3 \cdot s^{-1}]$	$[m]$	$[mm]$	$[-]$	$[m]$
Q_{270}	2.98	0.095	0.10	60	62.33	-4.997
Q_{180}	4.66	0.148	0.13	60	24.97	0.001
Q_{90}	8.94	0.284	0.20	60	18.06	0.050
Q_{30}	19.6	0.622	0.34	60	12.21	0.150
Q_1	51.3	1.629	0.65	60	7.56	0.210
Q_5	110.4	3.505	1.08	60	5.17	0.255
Q_{10}	143.4	4.552	1.28	60	4.54	0.303
Q_{20}	180.7	5.737	1.50	60	4.05	0.384
Q_{50}	237	7.524	1.79	60	3.53	0.475
Q_{100}	285	9.048	2.03	60	3.22	0.610

Z výpočtu a zohlednění hloubek výmolu (A_0 , A) za vývarem, které byly určeny pomocí empirických vzorců je patrné, že tyto vzorce nejsou příliš vhodné. Proto byla navržena tloušťka opevnění za vývarem 1,4m, opevnění dna bude rozděleno do dvou vrstev v závislosti na délce opevnění za vývarem $L_0 = 50m$ po vodě od prahu vývaru. Mocnost bude rozdělena na vrstvy 1,4m s délkou 25m a s mocností 0,7m s délkou 25m.

Byla navržena velikost záhozového kamene $dz = 0,4-0,6m$.

5.10 RYBÍ PŘECHOD

Návrh rybího přechodu by měl vycházet z návrhových podmínek daných normou, kde jsou uvedeny podmínky pro cejnové pásmo [23]:

- Návrhová rychlost na výstupu RP $>1m/s$
- Návrhová rychlost na vstupu RP $<0,4m/s$
- Minimální průtok v RP $>0,4m^3/s$
- Pro hlavního zástupce cejnovitých ryb Cejna Velkého dále platí:
 - Výška skoku 0,25 m
 - Průtočná skoková rychlost 0,6 – 0,9 m/s
 - Sklon tratě RP $\leq 1:20$

Při posouzení průtočného množství a střední průtočné rychlosti bylo využito Chezyho rovnici a rovnici kontinuity. Jedná se pouze o hrubý návrh, tudíž tento vztah mohl být použit.

Kartáče vyplňují podstatnou část průtočné plochy RP, tudíž byl zvolen Součinitel drsnosti dle Manninga $n = 0,1$.

Návrhové rozměry vycházejí z faktu, že se snažíme co nejvíce kopírovat tvar MVE a zajistit dostatečnou výšku hladiny v RP.

Návrh rozměrů:

- Průtočná výška $h = 0,6\text{m}$
- Šířka RP $b = 0,5\text{ m}$
- Podélný sklon traťe $i = 0,063$
- Průtočný součinitel (Manning) $n = 0,10$

$$R = \frac{S}{O} \quad (5.10.1)$$

$$C = \frac{1}{n} * R^{1/6} \quad (5.10.2)$$

Chezyho rovnice:

$$v = C * \sqrt{R * i} \quad (5.10.3)$$

Rovnice kontinuity:

$$Q = S * v \quad (5.10.4)$$

Výsledné hodnoty:

Tabulka 22: Návrh rybního přechodu - výsledky

Průtočná plocha	S	0.45	m
Omočený obvod	A	1.95	m ²
Hydraul. Poloměr	R	0.231	m
Součinitel průtoku	C	7.832	m ^{0,5} ·s ⁻¹
Průtočná rychlost	v	0.946	m·s ⁻¹
Průtočné množství	Q	0.426	m ³ ·s ⁻¹

Maximální průtočná rychlost vyšla v rozmezí vhodném pro Cejna Velkého. Minimální výtoková rychlost bude zajištěna na vstupu do RP díky propadu hladiny o 0,8m. Průtočné množství je nad minimálním průtokem v RP pro zadanou kategorii toku. Jedná se pouze o hrubý návrh, v případě nesprávného návrhu lze dodatečně regulovat průtok pomocí ubírání kartáčů.

5.11 MALÁ VODNÍ ELEKTRÁRNA

Součástí návrhu byl Přibližný návrh malé vodní elektrárny (dále MVE). Tento návrh obsahuje:

- Návrh typu turbíny
- Velikost turbíny
- Počet turbín
- Množství energie, které je schopna MVE vyprodukovat během roku
- Přibližný návrh rozměrů MVE

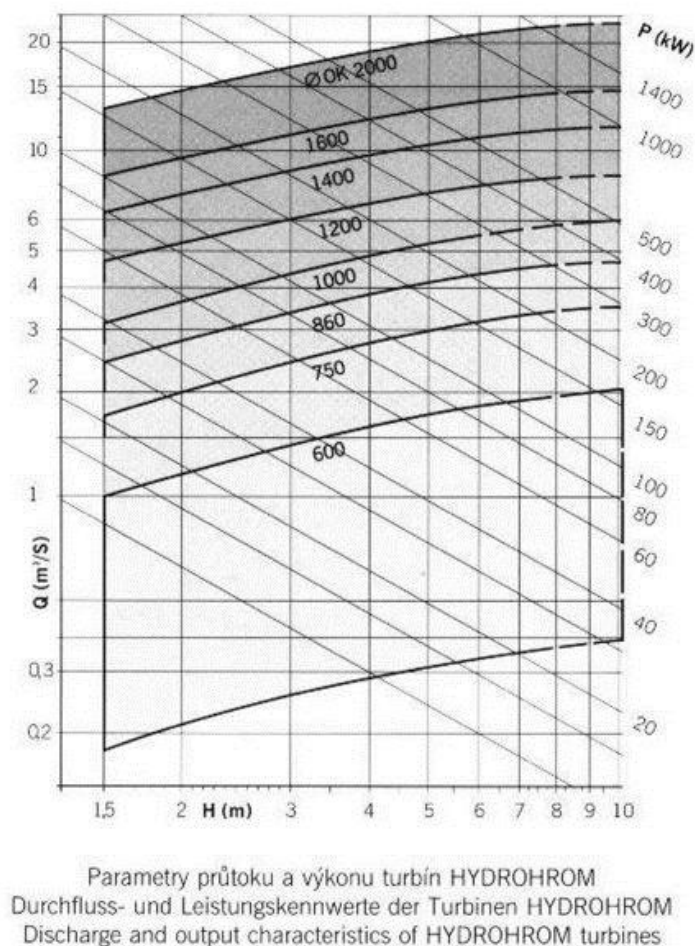
5.11.1 Návrh typu turbíny

Pro navrhovanou MVE byla zvolena Kaplanova turbína. Důvody volby jsou rozepsány v kapitole 2.7.2. Výběr vhodného soustrojí.

5.11.2 Návrh velikosti turbíny

Pro návrh byly použity hodnoty m-denních průtoků na řece Svatce z tabulky 3. Tyto hodnoty měly mezery co do množství dat. Z toho důvodu byly potřebná data v chybějících denních průtocích doplněna lineární interpolací. V našem případě se jedná o Q_{60} , Q_{120} , Q_{150} , Q_{210} , Q_{240} a Q_{300} . Tyto údaje musely být doplněny pro zajištění co nejpodrobnějších výsledků při výpočtu produkované energie.

Dále byl pro návrh průměru turbíny využit graf parametrů průtoku a výkonu turbín HYDROCHROM. Pomocí tohoto grafu lze určit maximální možný přítok na turbínu při známém spádu viz obrázek 5.6.



Obrázek 5.6: Parametry průtoku a výkonu turbín HYDROCHROM pro návrh průměru Kaplanovy turbíny

Pomocí výše uvedeného grafu byl zvolen průměr turbíny 860mm. Při známém spádu hladiny H při $Q_{30} = 2,9\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ bude turbína moci pojmout až $Q = 3,30\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$. Byl zvolen menší průměr turbíny, aby byl zajištěn chod turbíny po co nejdelší část roku. U tohoto návrhu bylo

uvažováno s faktem, že turbína MVE je schopna chodu při minimálním průtoku, který je roven $\frac{1}{4}$ maximální kapacity turbíny. V tomto případě se jedná o průtok $Q = 0,825 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Tento průtok je po odečtení všech odběrů před přítokem na MVE (hodnoty a druhy odběru uvedeny v kapitole 4.3.3) roven průtoku mezi $Q_{300} - Q_{270}$. Z toho vyplývá, že navržená turbíny bude moci být v chodu asi 290 dní v roce, čehož by nemohlo být dosaženo při volbě většího průměru turbíny. Nevýhodou navrženého průměru je menší maximální kapacita turbíny a následně nižší produkce MVE při maximálních průtocích. Tyto klady a zápory by musely být konzultovány s investorem a případně upraveny.

5.11.3 Návrh počtu turbín

S přihlédnutím na fakta uvedena výše v kapitole 5.11.2, byly navrženy 2 Kaplanovy turbíny o průměru 860mm. Maximální kapacita obou turbín tedy dosahuje hodnoty $Q = 6,60 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, což se rovná průtoku mezi hodnotami $Q_{90} - Q_{120}$.

5.11.4 Výpočet množství energie produkované MVE.

S přihlédnutím na fakta uvedeny v kapitolách 5.11.1-3, byl proveden hydroenergetický výpočet MVE. První tabulka obsahuje průtok odebíraný MVE a Výsledný čistý spád hladin.

Tabulka 23: Výpočet průtoků a spádu na MVE

Dny	Průtok						Kóta hladiny		
	Přítok na jez	Ostatní odběry	Rybochod	Přes jez	ODBĚR MVE	$Q_{\text{jez}} - Q_0$	H Nad MVE	H Pod MVE	Čistý spád
	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m]
30	19.6	1.20	0.40	11.40	6.60	18.40	192.86	189.75	2.9
60	13	1.20	0.40	4.80	6.60	11.80	192.86	189.35	3.3
90	8.94	1.20	0.40	0.74	6.60	7.74	192.86	189.15	3.5
120	6	1.20	0.40	0.00	4.40	4.80	192.86	189.00	3.7
150	5.4	1.20	0.40	0.00	3.80	4.20	192.86	188.97	3.7
180	4.66	1.20	0.40	0.00	3.06	3.46	192.86	188.93	3.7
210	3.9	1.20	0.40	0.00	2.30	2.70	192.86	188.88	3.8
240	3.3	1.20	0.40	0.00	1.70	2.10	192.86	188.83	3.8
270	2.98	1.20	0.40	0.00	1.38	1.78	192.86	188.80	3.9
300	2.2	1.20	0.40	0.60	0.00	1.00	192.86	188.74	3.9
330	1.92	1.20	0.40	0.32	0.00	0.72	192.86	188.71	4.0
355	1.4	1.20	0.40	0.00	0.00	0.17	192.86	188.66	4.0
364	1.02	1.20	0.40	0.00	0.00	-0.18	192.86	188.62	4.0

Použité vzorce:

$$\text{Čistý spád} = H \text{ Nad MVE} - H \text{ Pod MVE} - 0,2\text{m}$$

S hodnotou 0,2m je uvažováno jako s energetickou ztrátou na soustrojí turbín a generátorů.

$$\text{ODBĚR MVE} = \text{Přítok na jez} - \text{Ostatní odběry} - \text{Rybochod}$$

Průtok přes jez byl do průtoku Q_{120} uvažován jako nulový, tudíž byl použit vzorec:

$$\text{ODBĚR MVE} = \text{Přítok na jez} - \text{Ostatní odběry} - \text{Rybochod} - \text{Přes jez}$$

Od průtoku Q_{120-90} byla dosažena maximální kapacita turbín a proto již dále pokračuje jen hodnota průtoku $Q = 6,60 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Zbylý průtok následně buď přepadá přes jez, nebo bude pouštěn do mlýnského náhonu pro odběr MVE v Modřicích.

Následující tabulka již obsahuje výpočet výkonu MVE. Tento výpočet vychází ze vzorce:

$$P = Q * H * \eta_T * \eta_P * \eta_G * g \quad (5.11.1)$$

P	Výkon MVE [kW]
Q	Odběr MVE [m ³ ·s ⁻¹]
H	Čistý spád [m]
η_T	Účinnost turbín [-]
η_P	Účinnost převodů [-]
η_G	Účinnost generátorů [-]
g	Gravitační zrychlení [m·s ⁻¹]

Dále obsahuje Výslednou hodnotu vyrobené energie v kW.h pro jednotlivé průtoky a nakonec i postupné načítání výkonu.

Výroba elektrické energie vychází ze vzorce:

$$E = P * t \quad (5.11.2)$$

E	Výroba elektrické energie [kW·h]
P	Výkon MVE [kW]
t	Časový interval mezi jednotlivými průtočnými stavy [h]

Tabulka 24: Výpočet výkonu a výroby elektrické energie MVE

Dny	ODBĚR MVE	Čistý spád	Účinnost turbín η_T	Účinnost převodů η_P	Účinnost generátorů η_G	Výkon P	čas t	Výroba E (jednotl.období)	Výroba E (postup. součty)
	[m ³ /s]	[m]	[-]	[-]	[-]	[kW]	[h]	[kW.h]	[kW.h]
30	6.60	2.9	0.8	0.95	0.97	138.9	720	100005	100005
60	6.60	3.3	0.8	0.95	0.97	158.0	720	113752	213757
90	6.60	3.5	0.8	0.95	0.97	167.5	720	120625	334383
120	4.40	3.7	0.8	0.95	0.97	116.5	720	83853	418236
150	3.80	3.7	0.8	0.95	0.97	101.4	720	73012	491248
180	3.06	3.7	0.8	0.95	0.97	82.5	720	59432	550680
210	2.30	3.8	0.8	0.95	0.97	62.9	720	45270	595949
240	1.70	3.8	0.8	0.95	0.97	47.1	720	33903	629852
270	1.38	3.9	0.8	0.95	0.97	38.5	720	27737	657589
300	0.60	3.9	0.8	0.95	0.97	17.0	720	12247	669836
330	0.00	4.0	0.8	0.95	0.97	0.0	720	0	669836
355	0.00	4.0	0.8	0.95	0.97	0.0	600	0	669836
364	0.00	4.0	0.8	0.95	0.97	0.0	216	0	669836
						Σ =	364	669836	

Z tabulky 22 je patrné, že navržená elektrárna dokáže vyprodukovat až 669836kW.h elektrické energie za rok.

5.11.5 Přibližný návrh rozměrů MVE

Rozměry MVE byly navrženy tak, aby bylo možné osadit obě Kaplanovy turbíny. Jedná se pouze o přibližný návrh, tudíž nebyl proveden podrobný návrh rozměrů MVE. Vizualizace Návrhu je znázorněna v příloze P.4.

6 POSOUZENÍ STABILITY JEZOVÉ KONSTRUKCE

Pro posouzení navrhované konstrukce byl použit geologický vrt převzatý z manipulačního řádu jezu Přízřenice. Tento vrt má ID J4 viz příloha P.10. Z něj je patrné, že Podloží se skládá z poměrně propustného a únosného materiálu.

6.1 VÝPOČET PŮSOBÍCÍCH SIL

Posouzení stability navržené jezové konstrukce bylo provedeno na dva stavy. Jednalo se o následující stavy:

- Normální stav – úroveň hladin viz tabulka 25, sloupec Normální stav
- Povodňový stav – úroveň hladin viz tabulka 25, sloupec Povodňový stav

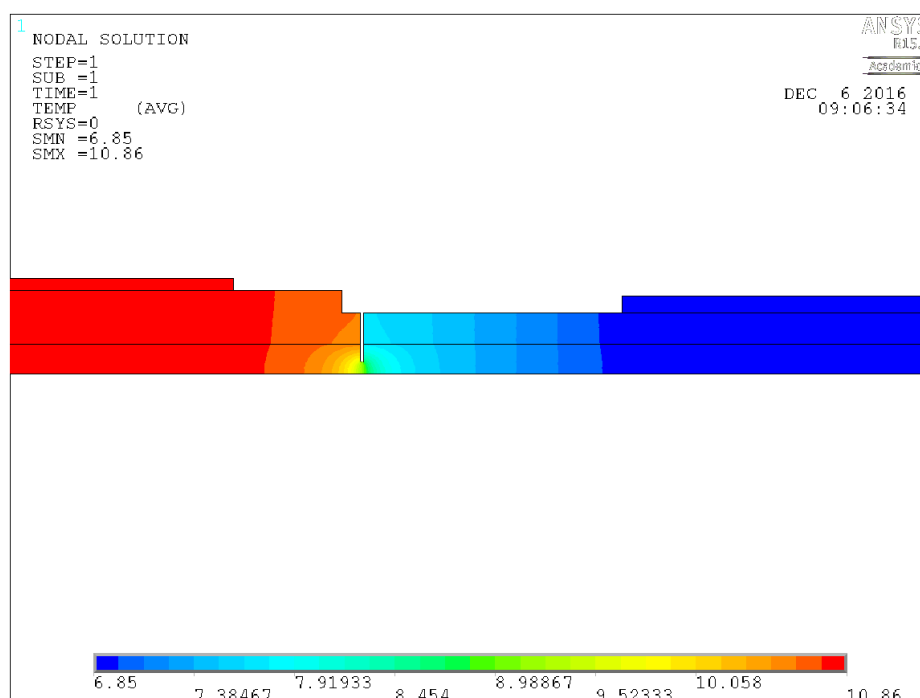
Návrhové stavy a výsledné zatěžovací obrazce jsou patrné z přílohy P.9. Těžiště působících sil působících síly jednotlivých zatěžovacích obrazců byly pro příslušné plochy určeny z programu AutoCAD.

Pro ověření filtrační stability v programu ANSYS byl proveden model pro nejnepříznivější stav z hlediska výsledného průběhu piezometrických výšek a gradientů rychlosti, tudíž pro normální stav, kde je výškový rozdíl hladin v nadjezí a podjezí největší.

Pro návrh bylo uvažováno se zabudováním nových ocelových štětovnic, jelikož osa původních dřevěných štětovnic není shodná s osou nově navrženého jezu. V každém případě tyto dřevěné štětovnice budou ponechány na místě a budou sloužit jako doprovodný prvek k nalepšení průtočných stavů v podloží. Nové štětovnice budou přesahovat 0,5-1m nad základovou spáru a tudíž bude vetknuta do konstrukce tělesa jezu. Proto je s nimi při posouzení stability počítáno jako s pevnou částí konstrukce. Výšková úroveň spodní hrany nových štětovnic byla určena z průměrné výškové úrovně původních štětovnic. Jelikož jsou ocelové štětovnice téměř nepropustné, nebyla jim při návrhu modelu v programu ANSYS přiřazena žádná propustnost.

Součástí posouzení stability je i kapitola vyhodnocení výsledných gradientů rychlosti a posouzení jejich vlivů na podloží.

Průběh piezometrických výšek a hodnoty gradientů rychlosti jsou uvedeny v příloze P.8.



Obrázek 6.1: Izolinie piezometrických výšek filtračního proudění v podjezí za normálních průtoků

Prvním vstupním parametrem pro model bylo zvolení hydraulické vodivosti pro příslušné zeminy nacházející se v podjezí. Určení vycházelo z vrtu J4 určujícího geologický profil. Lze předpokládat, že se podloží skládá ze 3 vrstev materiálu, kterými jsou hrubý štěrk (valouny frakce 0,4-0,6m; $K_1 = 5 \cdot 10^{-3}$), štěrk ($K_2 = 1 \cdot 10^{-3}$) a štěrkopísek ($K_3 = 1 \cdot 10^{-4}$). Schéma rozložení jednotlivých vrstev hornin viz příloha P.8. [26].

6.1.1 Úrovně hladin

Tabulka 25: Úrovně hladin

ÚROVEŇ HLADIN	NORMÁLNÍ STAV	POVODŇOVÝ STAV
V NADJEZÍ	192,86 m n.m.	193,46 m n.m.
V PODJEZÍ	188,85 m n.m.	193,00 m n.m.
SPÁD HLADIN	4,01 m	0,46 m

6.1.2 Mezní stavy

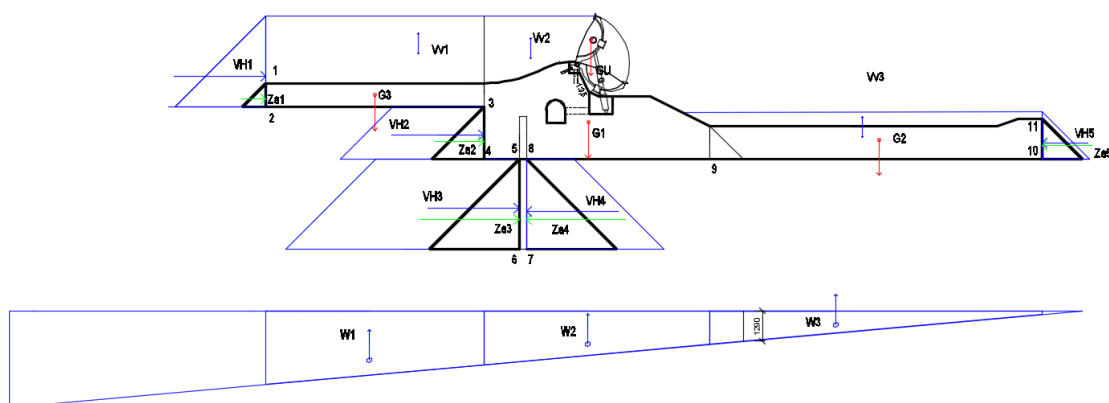
Posouzení stability bylo provedeno pomocí metody mezních stavů.[25]

Pro výpočet byl vymezen mezní stav **EQU**, čili ztráta mezní rovnováhy konstrukce nebo její části, uvažované jako tuhé těleso tam, kde je významné i menší kolísání hodnoty nebo prostorového uspořádání stálých zatížení stejného původu a pevnosti konstrukčních materiálů nebo základové půdy nejsou obvykle rozhodující. [25]

Jezový objekt byl zařazen do kategorie CC2. Tato kategorie byla zvolena kvůli přítomnosti Přízřenice, OC Olympia a pozemků s vysokou pravděpodobností budoucí zástavby. Do této kategorie patří Středně velké následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo značné následky ekonomické, sociální nebo pro životní prostředí. Pro tuto kategorii byl určen součinitel významu $\gamma_1 = 1,1$ [25], [27].

U sil, kde bude k bodu 9 nulové rameno nebylo uvažováno jejich spolupůsobení během odolnosti konstrukce proti pootočení. Tato situace se týká výhradně svislých sil.

- A. Vlastní tíha konstrukce
- B. Vlastní tíha klapkového uzávěru
- C. Zatížení vodou
- D. Zatížení zeminou
- E. Vztlkové síly



Obrázek 6.2: Schéma působících sil za normálního stavu (viz. P.9)

Byly vypočteny složky působících sil od vlastní tíhy konstrukce podle následujícího vzorce [26]:

$$G_i = A_i * \gamma_B \text{ [kN}\cdot\text{m}^{-1}] \quad (6.1.1)$$

$\gamma_B = 25 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$ Objemová tíha betonu

A_i [m ²]	Plocha konstrukce
1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21
22	22
23	23
24	24
25	25
26	26
27	27
28	28
29	29
30	30
31	31
32	32
33	33
34	34
35	35
36	36
37	37
38	38
39	39
40	40
41	41
42	42
43	43
44	44
45	45
46	46
47	47
48	48
49	49
50	50
51	51
52	52
53	53
54	54
55	55
56	56
57	57
58	58
59	59
60	60
61	61
62	62
63	63
64	64
65	65
66	66
67	67
68	68
69	69
70	70
71	71
72	72
73	73
74	74
75	75
76	76
77	77
78	78
79	79
80	80
81	81
82	82
83	83
84	84
85	85
86	86
87	87
88	88
89	89
90	90
91	91
92	92
93	93
94	94
95	95
96	96
97	97
98	98
99	99
100	100

Výpočet výsledného působíště vycházející z momentové podmínky:

Síla	Rameno k bodu "9"
1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21
22	22
23	23
24	24
25	25
26	26
27	27
28	28
29	29
30	30
31	31
32	32
33	33
34	34
35	35
36	36
37	37
38	38
39	39
40	40
41	41
42	42
43	43
44	44
45	45
46	46
47	47
48	48
49	49
50	50
51	51
52	52
53	53
54	54
55	55
56	56
57	57
58	58
59	59
60	60
61	61
62	62
63	63
64	64
65	65
66	66
67	67
68	68
69	69
70	70
71	71
72	72
73	73
74	74
75	75
76	76
77	77
78	78
79	79
80	80
81	81
82	82
83	83
84	84
85	85
86	86
87	87
88	88
89	89
90	90
91	91
92	92
93	93
94	94
95	95
96	96
97	97
98	98
99	99
100	100

$$\mathbf{G}_1 = A_1 * \gamma_B = 21,04 * 25 = 516,01 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1} \qquad \mathbf{l}_{G1} = 5,13 \text{ m}$$

$$G_2 = A_2 * \gamma_B = 20,04 * 25 = 491,48 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{G2} = 0 \text{ m}$$

$$G_3 = A_3 * \gamma_B = 9,18 * 25 = 225,14 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{G3} = 0 \text{ m}$$

B. Vlastní tíha klapkového uzávěru

Byly vypočteny složky působících sil od vlastní tíhy uzávěru podle následujícího vzorce [26]:

$$G_u = A_u * \gamma_u \text{ [kN}\cdot\text{m}^{-1}] \quad (6.1.2)$$

$$\gamma_u = 9 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3} \quad \text{Objemová tíha uzávěru}$$

$$h_u = 1,96 \text{ m} \quad \text{Výška klapkového uzávěru}$$

Síla

Rameno k bodu "9"

$$G_u = A_u * \gamma_u = 1,96 * 9 = 17,64 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{Gu} = 5,02 \text{ m}$$

C. Zatížení vodou

Byly vypočteny složky horizontálních a vertikálních sil od zatížení vodou podle následujícího vzorce [26]:

$$V_i = A_i * g * \rho \text{ [kN}\cdot\text{m}^{-1}] \quad (6.1.3)$$

$$\rho = 1000 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3} \quad \text{Objemová tíha betonu}$$

$$g = 9,81 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2} \quad \text{Gravitační zrychlení}$$

Síla

Rameno k bodu "9"

$$V_{1V} = A_1 * g * \rho = 36,3 * 9,81 * 1000 = 356,10 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{V1V} = 0 \text{ m}$$

$$V_{2V} = A_2 * g * \rho = 10,14 * 9,81 * 1000 = 99,47 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{V2V} = 7,55 \text{ m}$$

$$V_{3V} = A_3 * g * \rho = 8,22 * 9,81 * 1000 = 80,64 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{V3V} = 0 \text{ m}$$

$$V_{1H} = A_4 * g * \rho = 7,4 * 9,81 * 1000 = 72,59 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{V1H} = 3,48 \text{ m}$$

$$V_{2H} = A_5 * g * \rho = 10,88 * 9,81 * 1000 = 106,73 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{V2H} = 1,01 \text{ m}$$

$$V_{3H} = A_6 * g * \rho = 30,2 * 9,81 * 1000 = 296,26 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{V3H} = 2,05 \text{ m}$$

$$V_{4H} = A_7 * g * \rho = 14,84 * 9,81 * 1000 = 145,58 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{V4H} = 2,21 \text{ m}$$

$$V_{5H} = A_8 * g * \rho = 2,01 * 9,81 * 1000 = 19,72 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{V5H} = 0,67 \text{ m}$$

D. Zatížení zeminou

Byly vypočteny složky působících sil od zatížení zeminou podle následujícího vzorce [26]:

$$Z_{ai} = 0,5 * \gamma_z * h_{zi}^2 * \text{tg}^2((\pi/4) - (\phi/2)) \text{ [kN}\cdot\text{m}^{-1}] \quad (6.1.4)$$

$$\gamma_z = 20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3} \quad \text{Objemová tíha zeminy pod vodou}$$

$$\phi = 18^\circ \quad \text{Úhel vnitřního tření zeminy}$$

$$h_z \text{ [m]} \quad \text{Hloubka zatížení pod úrovní dna}$$

Síla

$$Z_{a1} = 0,5 * 20 * 1,0^2 * \operatorname{tg}^2((\pi/4)-(18/2)) = 0,21 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$Z_{a2} = 0,5 * 20 * 2,2^2 * \operatorname{tg}^2((\pi/4)-(18/2)) = 1,01 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$Z_{a3} = 0,5 * 20 * 3,8^2 * \operatorname{tg}^2((\pi/4)-(18/2)) = 3,01 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$Z_{a4} = 0,5 * 20 * 3,8^2 * \operatorname{tg}^2((\pi/4)-(18/2)) = 3,01 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$Z_{a5} = 0,5 * 20 * 1,7^2 * \operatorname{tg}^2((\pi/4)-(18/2)) = 0,60 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

Rameno k bodu "9"

$$l_{za1} = 2,53 \text{ m}$$

$$l_{za2} = 0,73 \text{ m}$$

$$l_{za2} = 2,53 \text{ m}$$

$$l_{za2} = 2,53 \text{ m}$$

$$l_{za2} = 0,57 \text{ m}$$

E. Vztlakové síly

Zatěžovací obrazce vztlakových sil působících na jezové těleso byly stanoveny pomocí momentové podmínky. Výpočet vztlakových sil byl proveden podle následujícího vzorce [26]:

$$W_i = A_{wi} * g * \rho \text{ [kN}\cdot\text{m}^{-1}] \quad (6.1.5)$$

$$\rho = 1000 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3} \quad \text{Objemová tíha betonu}$$

$$g = 9,81 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2} \quad \text{Gravitační zrychlení}$$

Síla

Rameno k bodu "9"

$$W_1 = A_{w1} * g * \rho = 24,65 * 9,81 * 1000 = 241,82 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{w1} = 0 \text{ m}$$

$$W_2 = A_{w2} * g * \rho = 17,55 * 9,81 * 1000 = 172,17 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{w2} = 5,14 \text{ m}$$

$$W_3 = A_{w3} * g * \rho = 10,96 * 9,81 * 1000 = 107,52 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{w3} = 0 \text{ m}$$

F. Výslednice působících sil

Složky vertikálních a horizontálních působících sil jsou uvedeny níže v tabulce 26:

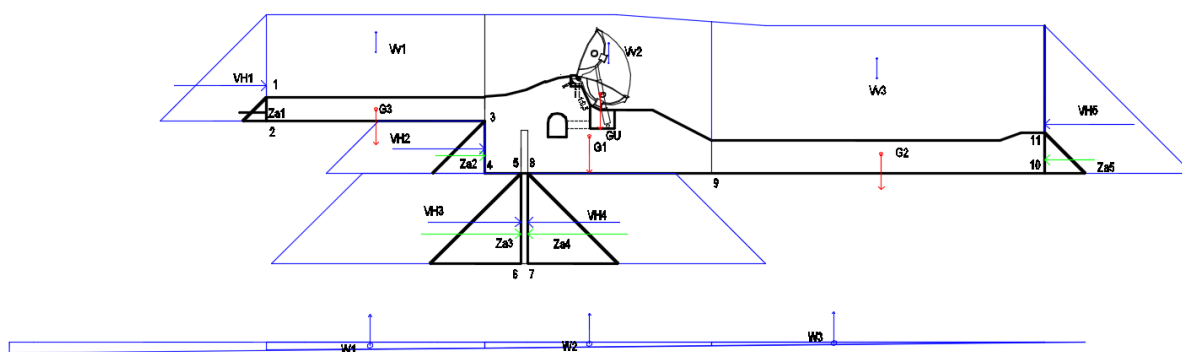
Tabulka 26: Výslednice působících sil pro normální stav

VERTIKÁLNÍ SLOŽKA				HORIZONTÁLNÍ SLOŽKA			
TYP ZATÍŽENÍ	SÍLA	RAMENO	MOMENT	TYP ZATÍŽENÍ	SÍLA	RAMENO	MOMENT
	kN/m	m	kNm		kN/m	m	kNm
KONSTRUKCE	516.01	5.13	2647.13	VODA	72.59	3.48	252.61
	491.48	0.00	0.00		106.73	1.01	107.80
	225.14	0.00	0.00		296.26	2.05	607.33
UZÁVĚR	17.64	5.02	88.55		145.58	2.21	321.73
VODA	356.10	0.00	0.00		19.72	0.67	13.21
	99.47	7.55	751.00	ZEMINA	0.21	2.53	0.53
	80.64	0.00	0.00		1.01	0.73	0.74
VZTLAKOVÉ SÍLY	241.82	0.00	0.00		3.01	2.53	7.62
	172.17	5.14	884.95		3.01	2.53	7.62
	107.52	0.00	0.00		0.60	0.57	0.34

6.1.5 Zatížení za povodňového stavu

Při posouzení byly uvažovány tyto síly:

- A. Vlastní tíha konstrukce
- B. Vlastní tíha klapkového uzávěru
- C. Zatížení vodou
- D. Zatížení zeminou
- E. Vztlakové síly



Obrázek 6.3: Výslednice působících sil za povodňového stavu (viz. P.11)

Pro určení hodnot byly použity stejné vztahy jako v kapitole 5.1.4.

A. Vlastní tíha konstrukce

Hodnoty zůstávají stejné jako v kapitole 6.1.4.

B. Vlastní tíha klapkového uzávěru

Hodnoty zůstávají stejné jako v kapitole 6.1.4. Změní se rameno k bodu "9" na hodnotu $l_{Gu} = 4,68 \text{ m}$, protože je uzávěr sklopený

C. Zatížení vodou

Byly vypočteny složky horizontálních a vertikálních sil od zatížení vodou.

Síla

$$V_{1v} = A_1 * g * \rho = 31,77 * 9,81 * 1000 = 311,66 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$V_{2v} = A_2 * g * \rho = 34,89 * 9,81 * 1000 = 342,27 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$V_{3v} = A_3 * g * \rho = 66,95 * 9,81 * 1000 = 656,78 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$V_{1h} = A_4 * g * \rho = 9,95 * 9,81 * 1000 = 97,61 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$V_{2h} = A_5 * g * \rho = 12,3 * 9,81 * 1000 = 119,98 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$V_{3h} = A_6 * g * \rho = 32,57 * 9,81 * 1000 = 319,51 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$V_{4h} = A_7 * g * \rho = 30,76 * 9,81 * 1000 = 301,76 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

Rameno k bodu "9"

$$l_{v1v} = 0 \text{ m}$$

$$l_{v2v} = 4,34 \text{ m}$$

$$l_{v3v} = 0 \text{ m}$$

$$l_{v1h} = 3,69 \text{ m}$$

$$l_{v2h} = 1,03 \text{ m}$$

$$l_{v3h} = 2,04 \text{ m}$$

$$l_{v4h} = 2,05 \text{ m}$$

$$V_{5H} = A_8 * g * \rho = 19,22 * 9,81 * 1000 = 188,55 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{V5H} = 2,07 \text{ m}$$

D. Zatížení zeminou

Hodnoty zůstávají stejné jako v kapitole 6.1.4.

E. Vztlkové síly

Zatěžovací obrazce vztlkových sil působících na jezové těleso byly stanoveny pomocí momentové podmínky.

Síla

Rameno k bodu "9"

$$W_1 = A_{w1} * g * \rho = 2,79 * 9,81 * 1000 = 27,37 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{W1} = 0 \text{ m}$$

$$W_2 = A_{w2} * g * \rho = 1,98 * 9,81 * 1000 = 19,42 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{W2} = 5,13 \text{ m}$$

$$W_3 = A_{w3} * g * \rho = 1,24 * 9,81 * 1000 = 12,16 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$l_{W3} = 0 \text{ m}$$

F. Výslednice působících sil

Složky vertikálních a horizontálních působících sil jsou uvedeny níže v tabulce 27:

Tabulka 27: Výslednice působících sil pro povodňový stav

VERTIKÁLNÍ SLOŽKA				HORIZONTÁLNÍ SLOŽKA			
TYP ZATÍŽENÍ	SÍLA	RAMENO	MOMENT	TYP ZATÍŽENÍ	SÍLA	RAMENO	MOMENT
	kN/m	m	kNm		kN/m	m	kNm
KONSTRUKCE	516.01	5.13	2647.13	VODA	97.61	3.69	360.18
	491.48	0.00	0.00		119.98	1.03	123.22
	225.14	0.00	0.00		913.51	2.04	1863.56
UZÁVĚR	17.64	4.68	82.56		301.76	2.05	618.61
VODA	311.66	0.00	0.00		188.55	2.07	390.30
	342.27	4.34	1485.45	ZEMINA	0.21	2.53	0.53
	656.78	0.00	0.00		1.01	0.73	0.74
VZTLAKOVÉ SÍLY	27.37	0.00	0.00		3.01	2.53	7.62
	19.42	5.13	99.70		3.01	2.53	7.62
	12.16	0.00	0.00		0.60	0.57	0.34

6.2 POSOUZENÍ STABILITY

Posouzení stability bylo provedeno na různé způsoby ztráty stability. Výpočet byl proveden podle metody mezních stavů.

Posouzení bylo vždy provedeno pro normální a povodňový stav.

Při posuzování bezpečnosti proti posunutí nebyl uvažován stav, kdy by nespoleupůsobila vývarová deska spolu s deskou v nadjezí, jelikož navržená polo-rámová konstrukce jezu tento stan neumožňuje.

S těmito deskami ale nelze řádně počítat během posuzování bezpečnosti vůči pootočení konstrukce kolem bodu 9. K tomuto rozhodnutí bylo přikloněno, aby výpočet proběhl na straně bezpečné pro celkovou stabilitu konstrukce.

Dále je nutné podotknout, že ačkoliv některé rozdíly výsledných sil se mohou zdát poměrně malé, musí být přihlédnuto k zásadnímu faktu, že během výpočtu nebylo uvažováno s tíhou dělicích pilířů ani nábrežních stěn. Přitom tyto síly budou v každém případě přispívat k celkové stabilitě konstrukce. Lze tak uvažovat díky polo-rámové konstrukci jezu viz příloha P.6. Celkové zatížení od jednoho dělicího pilíře činí přibližně 250kN na 1m délky pilíře. S těmito silami nebylo uvažováno z toho důvodu, že kdyby byly zahrnuty i zatížení od pilířů a stěn a rozpočítány po celé délce na 1m, tak bychom se mohli dopustit příliš velké chyby. Tudíž bylo rozhodnuto přiklonit se na stranu bezpečnou a s těmito pilíři a zdmi neuvažovat.

6.2.1 Bezpečnost proti posunutí základové spáry

- *Se spolupůsobením desek*

Při vyšetřování konstrukce vodního díla proti posunutí po základové spáře se postupuje dle rovnice [27]:

$$\gamma_1 \cdot \sum_{i=1}^n E_{d,dst,i} \leq \sum_{j=1}^m E_{d,stab,j} \quad (6.2.1)$$

$\sum_{i=1}^n E_{d,dst,i}$ Suma návrhových hodnot účinků destabilizujícího zatížení

$\sum_{j=1}^m E_{d,stab,j}$ Suma návrhových hodnot účinků stabilizujícího zatížení

$\gamma_1 = 1,1$ Součinitel významu

Podmínku spolehlivosti (6.2.1) lze dále rozepsat následovně:

$$\gamma_1 * A \leq f * B + C \quad (6.2.2)$$

A Stálé horizontální destabilizující síly

B Stálé vertikální stabilizující síly

C Stálé horizontální stabilizující síly

$f = 0,6 [-]$ Součinitel třecích sil po základové spáře

a. Normální stav

Vstupní hodnoty:

$$A = V_{H1} + V_{H2} + V_{H3} + Z_{a1} + Z_{a2} + Z_{a3} = 479,81 \text{ kN}$$

$$B = \sum G_i + G_u + V_{V1} + V_{V3} - \sum W_i = 1165,5 \text{ kN}$$

$$C = V_{H4} + V_{H5} + Z_{a4} + Z_{a5} = 168,91 \text{ kN}$$

$$527,79 \text{ kN} \leq 868,21 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

b. Povodňový stavVstupní hodnoty:

$$A = V_{H1} + V_{H2} + V_{H3} + Z_{a1} + Z_{a2} + Z_{a3} = 1135,33 \text{ kN}$$

$$B = \sum G_i + G_u + V_{v1} + V_{v3} - \sum W_i = 2502,03 \text{ kN}$$

$$C = V_{H4} + V_{H5} + Z_{a4} + Z_{a5} = 493,92 \text{ kN}$$

$$1248,86 \text{ kN} \leq 1995,14 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Posuzované jezové těleso je stabilní za obou stavů.

6.2.2 Bezpečnost proti překlpení kolem vzdušné hrany

Při vyšetřování konstrukce vodního díla proti překlpení kolem vzdušné hrany se postupuje dle rovnice [27]:

$$\gamma_1 \cdot \sum_{i=1}^n E_{d,dst,i} \leq \sum_{j=1}^m E_{d,stb,j} \quad (6.2.1)$$

$$\sum_{i=1}^n E_{d,dst,i} \quad \text{Suma návrhových hodnot účinků destabilizujícího zatížení}$$

$$\sum_{j=1}^m E_{d,stb,j} \quad \text{Suma návrhových hodnot účinků stabilizujícího zatížení}$$

$$\gamma_1 = 1,1 \quad \text{Součinitel významu}$$

Podmínku spolehlivosti (6.2.1) lze dále rozepsat následovně:

$$\gamma_1 * (M_A + M_D) \leq \gamma_{G,stb} * (M_B + M_C) \quad (6.2.3)$$

$$M_A \quad \text{Stálé horizontální destabilizující momenty}$$

$$M_B \quad \text{Stálé vertikální stabilizující momenty}$$

$$M_C \quad \text{Stálé horizontální stabilizující momenty}$$

$$M_D \quad \text{Stálé vertikální destabilizující momenty}$$

$$\gamma_{G,stb} = 0,9 \quad \text{Dílčí součinitel stabilizujícího zatížení}$$

$$l \text{ [m]} \quad \text{rameno dílčí síly}$$

- Bez spolupůsobení obou desek**

a. Normální stavVstupní hodnoty:

$$M_A = V_{H1} * l_{VH1} + V_{H2} * l_{VH2} + V_{H4} * l_{VH4} + Z_{a1} * l_{Za1} + Z_{a2} * l_{Za2} + Z_{a4} * l_{Za4} = 691,03 \text{ kNm}$$

$$M_B = \sum G_i * l_{Gi} + G_u * l_u + \sum V_{vi} * l_{vvi} - \sum W_i * l_{wi} = 2601,73 \text{ kNm}$$

$$M_C = V_{H3} * l_{VH3} + V_{H5} * l_{VH5} + Z_{a3} * l_{Za3} + Z_{a5} * l_{Za5} = 628,51 \text{ kNm}$$

$$M_D = \sum W_i \cdot l_{Wi} = 884,95 \text{ kNm}$$

$$1733,59 \text{ kNm} \leq 2963,49 \text{ kNm}$$

VYHOVUJE***b. Povodňový stav***Vstupní hodnoty:

$$M_A = V_{H1} \cdot l_{VH1} + V_{H2} \cdot l_{VH2} + V_{H4} \cdot l_{VH4} + Z_{a1} \cdot l_{Za1} + Z_{a2} \cdot l_{Za2} + Z_{a4} \cdot l_{Za4} = 1110,90 \text{ kNm}$$

$$M_B = \sum G_i \cdot l_{Gi} + G_u \cdot l_u + \sum V_{Vi} \cdot l_{VVi} - \sum W_i \cdot l_{Wi} = 4115,44 \text{ kNm}$$

$$M_C = V_{H3} \cdot l_{VH3} + V_{H5} \cdot l_{VH5} + Z_{a3} \cdot l_{Za3} + Z_{a5} \cdot l_{Za5} = 2261,82 \text{ kNm}$$

$$M_D = \sum W_i \cdot l_{Wi} = 99,70 \text{ kNm}$$

$$1331,66 \text{ kNm} \leq 4703,70 \text{ kNm}$$

VYHOVUJE

Přelivné těleso je stabilní při obou návrhových stavech.

6.2.3 Bezpečnost proti nadzvednutí

Při vyšetřování konstrukce vodního díla proti nadzvednutí se postupuje dle rovnice [27]:

$$\gamma_1 \cdot \sum_{i=1}^n E_{d,dst,i} \leq \sum_{j=1}^m E_{d,stb,j} \quad (6.2.1)$$

$$\sum_{i=1}^n E_{d,dst,i} \quad \text{Suma návrhových hodnot účinků destabilizujícího zatížení}$$

$$\sum_{j=1}^m E_{d,stb,j} \quad \text{Suma návrhových hodnot účinků stabilizujícího zatížení}$$

$$\gamma_1 = 1,1 \quad \text{Součinitel významu}$$

Podmínku spolehlivosti (6.2.1) lze dále rozepsat následovně:

$$\gamma_1 \cdot (D) \leq \gamma_{G,stb} \cdot (B) \quad (6.2.4)$$

$$B \quad \text{Stálé vertikální stabilizující síly}$$

$$M_D \quad \text{Stálé vertikální destabilizující síly}$$

$$\gamma_{G,stb} = 0,9 \quad \text{Dílčí součinitel stabilizujícího zatížení}$$

• Bez spolupůsobení obou desek***a. Normální stav***Vstupní hodnoty:

$$B = \sum G_i + G_u + \sum V_{Vi} = 633,12 \text{ kN}$$

$$D = \sum W_i = 172,17 \text{ kN}$$

$$189,39 \text{ kN} \leq 569,808 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

b. Povodňový stavVstupní hodnoty:

$$B = \sum G_i + G_u + \sum V_{Vi} = 875,92 \text{ kN}$$

$$D = \sum W_i = 19,42 \text{ kN}$$

$$21,36 \text{ kN} \leq 788,33 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

- *Se spolupůsebením obou desek*

a. Normální stavVstupní hodnoty:

$$B = \sum G_i + G_u + \sum V_{Vi} = 1786,48 \text{ kN}$$

$$D = \sum W_i = 521,51 \text{ kN}$$

$$573,66 \text{ kN} \leq 1607,83 \text{ kN}$$

VYHOVUJE***b. Povodňový stav***Vstupní hodnoty:

$$B = \sum G_i + G_u + \sum V_{Vi} = 2560,98 \text{ kN}$$

$$D = \sum W_i = 58,98 \text{ kN}$$

$$64,85 \text{ kN} \leq 2304,88 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Konstrukce jezu vyhoví proti vyplavání ve všech případech.

6.2.4 Bezpečnost proti prolomení vývarové desky

Byl stanoven stupeň bezpečnosti proti prolomení vztlakovou silou z přetlaku při normálním i povodňovém stavu podle následujícího vztahu [26]:

$$t_d \geq 0,846 \cdot X \text{ [m]} \quad (6.2.5)$$

$X \text{ [m]}$ Pořadnice vztlaku z přetlaku

$t_d = 1,1 \text{ m}$ Tloušťka vývarové desky

a. Normální stav

$$X = 1,29 \text{ m}$$

$$t_d \geq 1,09 \text{ m}$$

VYHOVUJE***b. Povodňový stav***

$$X = 0,15 \text{ m}$$

$$t_d \geq 0,13 \text{ m}$$

VYHOVUJE

Navržená tloušťka desky je za obou návrhových stavů bezpečná proti prolomení z přetlaku.

6.2.5 Vnitřní a vnější sufoze

V této kapitole bude posuzováno podloží z hlediska vnitřní a vnější sufoze.

Z přílohy P.8 je patrné, že gradienty dosahují vyšších hodnot pouze v bodech konstrukce 2,6 a 10 (čísla bodů jsou převzaty z vyobrazení zatěžovacích obrazců a sil viz příloha P.9).

Dále je patrné, že v bodě 6, tedy na spodní straně štětové stěny dosahují gradienty velmi vysokých hodnot až $2,3\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$. K výslednému řešení je nutné přihlížet s rezervou z několika důvodů:

- Není zcela jisté, jaké je skutečné sloužení horniny v daném místě
- Není známo, v jakém rozsahu je již zemina vyerodovaná vlivem přítomnosti původní štětové stěny
- Není znám přesný reliéf nepropustného podloží, tudíž ani přesný průtočný profil
- Není známo, zda hornina při vyerodování jemných částic ztratí svou stabilitu

Dále je nutné vzít v potaz, že není uvažováno s původní štětovou stěnou. Která dále zlepší průtočné podmínky v podloží. Také je nutné brát v potaz fakt, nová štětová stěna je vetknuta do tělesa jezu, tudíž se nepropadne ani nijak jinak nezmění polohu. A nakonec se jedná o lokální jev, který s největší pravděpodobností nebude mít vliv na celkovou stabilitu.

Body 2 a 10 dosahují hodnot okolo $0,1\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$. Z hlediska bezpečnosti bude posouzena i okolní hornina v podloží. Tyto hodnoty budou posouzeny dle vztahu pro posouzení mezních stavů [33]:

$$\gamma_1 * \gamma_{fJ} * \rho_v * J \leq \gamma_{G,stab} * \gamma_G * J_k \quad (6.2.6)$$

γ_1	Součinitel významu [=1,1]
γ_{fJ}	Dílčí součinitel destabilizujícího účinku vyvolaného hydraulickým gradientem [=1,2]
ρ_v	Objemová hmotnost vody [=1]
$\gamma_{G,stab}$	Dílčí součinitel účinku stálého stabilizujícího zatížení [=0,8]
γ_G	Dílčí součinitel účinku stálého zatížení (efektivní tíhy zeminy) [=1,5]
J_k	Kritický hydraulický gradient [0,2]
J	Hydraulický gradient převzatý z modelu

Posouzení pro bod 2

$$J = 0,09$$

$$1,1 * 1,2 * 1 * 0,09 \leq 0,8 * 1,5 * 0,2$$

$$0,1188 \leq 0,24$$

VYHOVUJE

Posouzení pro bod 10

$$J = 0,11$$

$$1,1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 0,11 \leq 0,8 \cdot 1,5 \cdot 0,2$$

$$0,1452 \leq 0,24$$

VYHOVUJE

Posouzení pro náhodný bod v okolním podloží

Byl převzat průměrný gradient rychlosti z podloží v okolí štětové stěny.

$$J = 0,05$$

$$1,1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 0,05 \leq 0,8 \cdot 1,5 \cdot 0,2$$

$$0,066 \leq 0,24$$

VYHOVUJE

Z výpočtů je patrné, že podloží je dostatečně odolné vůči sufozi.

Pro zajištění další bezpečnosti a odolnosti zeminy vůči sufozi je doporučeno k bodu 10 během výstavby zabudovat lokální těsnicí prvek (např. formou krátkého těsnícího koberece).

6.3 ZHODNOCENÍ MEZNÍCH STAVŮ ROVNOVÁHY

Navržená konstrukce je dostatečně bezpečná proti:

- Posunutí po základové spáře při obou návrhových stavech
- Překlopení kolem vzdušné strany (bodu 9) při obou návrhových stavech
- Nadzvednutí při obou návrhových stavech
- Prolomení vývarové desky při obou návrhových stavech
- Sufozi za nejméně příznivý stav

Jezová konstrukce vyhovuje z hlediska bezpečnosti na všechny druhy stability při obou zatěžovacích stavech.

Z hlediska bezpečnosti je k bodu 10 navržen krátký těsnicí koberec.

7 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

7.1 ODBĚRNÝ OBJEKT A NÁTOKOVÝ OBJEKT PRO MLÝNSKÝ NÁHON

Oba objekty budou ponechány v původním stavu, pouze v případě zbudování MVE bude muset být nátokový objekt pro mlýnský náhon opatřen regulačním prvkem pro regulaci průtoku.

Parametry obou objektů jsou uvedeny v kapitole 3.7.3[1].

7.2 JEZOVÉ TĚLESO

Tvar spodní stavby byl navržen jako Jamborův práh se sklonem vzdušního svahu 1:2. Pro navržené rozměry byl stanoven přepadový součinitel $m = 0,446$ dle Skaličky. Původní tvar vzdušního líce byl sice plynulý se sklonem 1:2, ale po přidání různých částí objektu vlivem zvolené hradicí konstrukce (kapsa pro osazení hradicí konstrukce, dosedacího prahu) byl tvar pozměněn. Tento tvar byl přizpůsoben tak, aby při plném sklopení hradicí konstrukce co nejvíce kopíroval tvar původního vzdušního líce.

Výšková kóta koruny prahu je 190,90 m n.m., z toho vyplývá, že je převýšena nad úrovní nadjezí o $h = 0,9$ m. Díky své výšce se nachází 1,96 m pod HSV v nadjezí a 2,05m nad hladinou v podjezí při průtoku Q_{180} .

Základová spára je díky síle vrstvy podkladního betonu (0,2 m) ve výškové úrovni 186,60 m n.m.

Celá konstrukce je rozdělena na 3 pole o délce 10,5 m. Délka přelivné hrany prahu je tudíž 31,5 m a spolu s dělicími pilíři činí celková šířka konstrukce 35,5 m.

Dilatační spáry se nachází na hranici jezového tělesa s betonovou patkou v nadjezí (vzdálenost od hrany koruny prahu je 3,64m), dále na hraně tělesa a vývarové desky (vzdálenost 5,93 m) a nakonec na hranici vývarového prahu a opevnění podjezí (tato spára se týká zavazovacích křídel a vzdálenost od hrany koruny prahu je 19,93 m). Dilatační spára má šířku 0.05m a je opatřena pryžovým těsněním. Pryžové těsnění je široké 0,8m.

Vývar je navržen 13 m a je zakončený vývarovým prahem širokým 1m. Přejed vývaru a vývarového prahu je svahovaný se sklonem 1:3. Mocnost vývarové desky je spočtena na 1,4 m.

Betonová patka v nadjezí je opatřena dosedacím prahem pro provizorní hrazení a uzavíratelnou jímku pro odčerpání vody z nadjezí. Její půdorysné rozměry jsou 1x1m a hloubka je 0,5m.

Použitý beton na konstrukci C30/37 HV8 [19], [20], [21].

7.3 POHYBLIVÁ HRADICÍ KONSTRUKCE

Jako pohyblivá hradicí konstrukce byl zvolen klapkový uzávěr. Jeho výška činí 1,96 m. Její šířka je shodná s šířkou 1 jezového pole 10,5 m. Tyto hradicí uzávěry jsou 3.

Klapka dutá, a je vybavena rozrážeči o výšce 0,2 m, se vzájemnou vzdáleností 2 m. Dále je vybavena dosedacími patkami.

Konstrukce je ukotvena v tělese jezu za přelivnou hranou. Pro dosedací patky bylo provedeno zahlobnutí do tělesa jezové konstrukce; jako dosedací prvek byl zvolen dřevěný prámek o rozměrech 0,5*0,15 m. Vždy po určité době bude potřeba nahrazení tohoto prvku za nový. Nedílnou součástí klapkového uzávěru je jeho ovládání. To je tvořeno hydraulickými přímočarými motory. Z výpočtu a poměru délky ku výšce klapkového uzávěru bylo rozhodnuto, že konstrukce bude dostatečně tuhá, aby mohla být jednostranně ovládaná. Samotné přímočaré motory jsou umístěny na levé straně klapky. Pro osazení rozvodů hydraulické kapaliny pro motory bude v tělese hráze vybudována průlezná štola 1m vysoká a 0,8m široká. Horní líc štoly je řešen klenbou. Spodní líc štoly se nachází ve výškové úrovni 188,30m n.m. Štola je vedena celou délkou jezového tělesa a je po obou stranách ukončena přístupovými šachtami osazenými kovovými stupadly. Tyto šachty jsou kruhového průřezu o průměru 1m. Šachty jsou zajištěny uzamykatelnými poklopy. Na levém břehu je šachta vedena do volného terénu na výškovou úroveň 194,64m n.m. a na pravém břehu je vedena v dělicím pilíři dělicí od sebe jezové těleso a MVE do úrovně 195,00m n.m. Prostor nad touto šachtou na pravém břehu je dále opatřen ovládací místností pro manipulaci. V této místnosti bude umístěn ovládací mechanismus pro hydraulické rozvody a místnost má rozměry 4,5x1,8m. Tento prostor může být přístupný jak z budovy MVE, tak i z dělicího pilíře. Oba vchody budou zajištěny uzamykatelnými dveřmi.

Dalším prvkem potřebným pro provoz klapky je pancéřování. To je osazeno do dělicího a zavazovacího pilíře. Tloušťka pancíře je 0,2m. Nachází se spodní hranou ve výškové úrovni 189,97 m n.m. Její tvar kopíruje pohyb klapky při manipulaci s přesahem 0,2 m.

Nezbytnou součástí klapkové konstrukce je zavzdušňovací potrubí. To zabraňuje vzniku podtlaku pod přepadovým paprskem a případnému přisátí přepadového paprsku ke konstrukci klapky a následně jejímu poškození. Toto potrubí tvoří profily PE DN200 a jsou vyústěny v koruně dělicích pilířů a nábrežní zdi. Výšková úroveň vyústění pod hradicí konstrukcí je 189,85 m n.m. [19], [20], [21].

7.4 STŘEDNÍ-DĚLICÍ PILÍŘ A ZAVAZOVACÍ KŘÍDLO

Vzhledem k délce přelivné hrany (31,5m) bylo rozhodnuto, že budou zbudovány dva středové pilíře. Třetí dělicí pilíř vznikl na základě návrhu přilehlého prostoru MVE. S tímto pilířem bylo počítáno jako s pilířem břehovým. Tento rozdíl je ovšem na bezpečné straně odchylek.

Koruna dělicího pilíře se nachází ve výšce 195,00 m n.m. Jeho délka činí 21,75 m a jeho šířka je 2m. Dělicí pilíř se po délce výškově lomí, aby byl souběžný se dnem koryta. Tento lom začíná směrem po proudu v 14,35 m a má sklon 1:2. Výškový rozdíl těchto korun pilíře činí 1,5m. Obě hrany pilířů byly zvoleny jako půlkruhové. Od tohoto návrhu byl odvozen i součinitel kontrakcí do výpočtu. V řezu má pilíř obdélníkový tvar.

Nábřežní pilíř má celkovou délku 32,71 m; na obou stranách byl zvolen obloukový lom pro zmírnění hydraulických ztrát a vzniku vírových jevů. Po celé délce je osazen oplocením mimo místa, kde se bude provádět nějaká manipulace (přenosný jeřáb, ovládací mechanismus, lávka, atd.). Je vysoký 8,2m a v linii ukončení vývarového prahu je snížen o 1,4 m. Jeho tvar v řezu je složený obdélník. V koruně je široký 2m. Na základové spáře je široký 5m. Výška spodní části pilíře je 3,4m. Základová spára se nachází ve výšce 186,80 m n.m. Přejít šířek pilíře potom ve výšce 190,20 m n.m. Tento tvar byl zvolen kvůli okolní, méně soudržné půdě. [8] Koruna pilíře je ve výšce 195,00m n.m. Tento tvar a rozměry konstrukce byly zvoleny z důvodu neznalosti geologie v okolí jezu a nábrežního pilíře. Před výstavbou bude muset být proveden geologický vrt a statické posouzení únosnosti podloží pilíře. Při nevyhovujícím výsledku bude muset být provedena případná tvaru nábrežního pilíře a zavazovacího křídla.

Kapsy pro přenosný jeřáb jsou zbudovány v 3,72 a 22,8m délky ve směru proudění.

Zavazovací křídlo v nadjezí je dlouhé 12,59m a v podjezí 28,87m včetně obloukových lomů. Jejich tvar v řezu tvoří složený obdélník a rozměry a výškové uspořádání jsou shodné s nábrežním pilířem. Je vysoké 7,79m.

V přímé části nábrežního pilíře je navrženo drenážní potrubí v rozestupech po 4 metrech ve výšce 2,25m nad úrovní dna podjezí o DN200.

Použitý materiál na konstrukci pilířů a zavazovacích křídel byl zvolen beton C30/37 HV8 [19], [20], [21].

7.5 VÝVAROVÁ DESKA

Vývarová deska je široká 13m. Dále je silná 1,4m a je dlouhá 35,5m. Na vývar navazuje vývarový práh široký 1m. Ten je silný 1,7m. Přejed mezi vývarem a prahem je svažovaný se sklonem 1:3.

Základová spára se nachází ve výškové úrovni 186,80 m n.m. Výška vývarového prohloubení je konstrukčních 0,3m. Vývarový práh je ve výškové úrovni dna podjezí 188,5m n.m.

Použitý beton na konstrukci C30/37 HV8 [19], [20], [21].

7.6 PROVIZORNÍ HRAZENÍ, LÁVKA

Provizorní hrazení bylo zvoleno hradidlové. Hradidla jsou kulová, dutá. Jsou zapuštěná do pilířů pomocí drážek, které tvoří válcovaný profil U300.

Tyto drážky jsou umístěny ve vzdálenosti 8,46m od osy koruny přepadového prahu proti proudu a 8,58m po proudu. Dosedací práh tvoří rovněž obrácený válcovaný profil U300.

Hradidla mohou být osazena pouze v případě, že jsou drážky a dosazovací práh očištěny.

Hradidla jsou osazována do drážek pomocí přenosných jeřábů. Pro tyto hradidla bude buďto zbudován sklad v blízkosti objektu jezu nebo uskladněn v některém areálu v okolí jezu. Je doporučeno, aby bylo provizorní hrazení uloženo na pravém břehu Svratky kvůli přístupnosti.

Obslužná lávka se nachází ve vzdálenosti 6,58m od osy koruny přepadového prahu proti proudu. Leží 0,1m nad korunou dělicích pilířů. Z břehových pilířů je na ni přístup umožněn ocelovým schodištěm. Lávka je široká 1,5m a 0,2m silná. Je opatřena zábradlím. Výšková kóta horní a spodní hrany je 195,30 a 195,10m n.m. Do středových a nábrežních pilířů je zavázána pomocí ocelové konstrukce.

Z této lávky je možný přístup na středové pilíře pomocí uzamykatelných branek. Ze středových pilířů je potom umožněn přístup do nadjezí a k čerpacím jímkám pomocí ocelových stupadel a ke kapsám pro přenosný jeřáb [19], [20].

7.7 OPEVNĚNÍ PODJEZÍ

Jako opevnění dna jsem zvolil kamenný koberec s frakcí kameniva 0,4-0,6m. Tento koberec je dlouhý dle výpočtu 50m. Prvních 25m je vrstva silná 1,7m a zbylých 25m je vrstva silná 0,85m. Výšková kóta základové spáry silnější vrstvy je 186,80 m n.m.

Svahy podjezí byly ponechány v původním stavu.

7.8 RYBÍ PŘECHOD

7.8.1 Návrh konstrukce

Jako konstrukce pro rybí přechod byl zvolen kartáčový systém s výškou kartáčů 0,6m.

Podélný sklon trati RP byl zvolen 1:15 vlivem přítomnosti Cejna velkého v rybářském revíru. S přihlédnutím na rozdíl hladin horní a dolní vody a na minimální sklon je trať RP dlouhá 56,3m, Tato délka je dána rozměry konstrukce MVE, ke které RP přiléhá. Vstup do rybího přechodu je pro zajištění doplňkového lákavého proudu vyvýšen o 0,2m nad úroveň dna podjezí do výškové úrovně 188,70m n.m. Z důvodu zmírnění zatížení na dlažbu pod RP bude vstup do RP osazen balvanitým skluzem o stejném sklonu jako trať RP. Výstup z RP je umístěn 0,6m pod úroveň HSV ve výškové úrovni 192,26m n.m.

Vstup i výstup z RP je osazen drážkami pro provizorní hrazení.

7.8.2 Dostatečný lákavý proud

Jak bylo zmíněno v předešlé kapitole, je délka i výšková úroveň konstrukce RP dána konstrukcí MVE, na kterou přiléhá.

Nezbytný lákavý proud je hlavním parametrem určující, zda ryby RP najdou či ne. Jeho podíl vzhledem k průtoku v toku závisí na vodnosti daného toku. V případě, že je rybí přechod umístěn poblíž výtoku z případné MVE nebo v místě hlavního průtoku v řece, měl by se průtok rybím přechodem pohybovat v tomto rozmezí:

- Větší vodní toky s $Q_{330d} > 10\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ by měl být průtok rybím přechodem navržen na úroveň 1-5% celkového průtoku v řece během reprodukčních migrací - záleží tedy i na složení společenstva.
- Menší vodní toky s $Q_{330d} < 10\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ by měl být průtok rybím přechodem navržen na 5 – 10% celkového průměrného toku v řece.
- U malých vodních toků pak v úrovni Q_{355} .

Následující tabulka uvádí orientační podíl průtoku přes RP (ať celým RP nebo v kombinaci s případným lákavým proudem) a hodnoty Q_{355} .

Tabulka 28: orientační hodnoty minimálních průtoků zajišťující migrační průchodnost v RP [23]

Q_{355}	Minimální podíl pro RP %	Minimální průtok RP
Do 200 l/s		Do 100 l/s celý průtok
200 – 500 l/s	50%	100 l/s
0,5 – 1 m ³ /s	40%	Minimálně 250 l/s
1 – 5 m ³ /s		Minimálně 400 l/s
5 – 25 m ³ /s	20%	Minimálně 1 m ³ /s
≥ 25 m ³ /s	20%	Minimálně 5 m ³ /s

Z výše uvedené tabulky a z hydrologických údajů je patrné, že jez Přízřenice patří do kategorie $Q_{355}=1-5\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$, z toho vyplývá, že rybí přechod vyžaduje minimální průtok $0,4\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$. [22]

Podrobnější rozbor a případné návrhy řešení lákavého proudu jsou uvedeny v kapitole 4.4.1.

7.9 MANIPULACE

V této kapitole bude rozebráno rozdělování průtoků mezi přilehlé odběrné objekty během vybraných návrhových průtočných stavů, kterými jsou:

- Období minimálních průtoků
- Období návrhového povodňového průtoku
- Období běžných průtoků do Q_1

Celková manipulace je plynulá a při návrhu výpočtech bylo uvažováno s 11 polohami uzávěru.

Voda se nechá přepadat přes klapkové uzávěry do mocnosti paprsku 0,2m (tedy do výškové úrovně 193,06m n.m.) a se začíná manipulovat dle potřeby s jednotlivými uzávěry tak, aby byla po co nejdelší dobu udržena stálá hladina.

Při plném zdvižení klapky můžeme při udržení HSV+0,2m (kdy voda přepadá přes klapku ve výšce 0,2m) převést přes jez samotný průtok rovnající se $Q_{180-90} = 5,98\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ [1].

Hranice, kdy již není možno ovládat HSV, to jest, když je klapka plně sklopena nastává při průtoku $Q = 179,63\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ při sklopení všech klapky. Tento průtok je téměř roven průtoku Q_{20} [1].

7.9.1 Hospodaření s vodou a dodržování hladiny

Vzdutí hladin je stanoveno kótou hladiny stálého vzdutí 192,86 m n.m. s povolenou tolerancí ± 10 cm.

7.9.2 Nakládání s vodou v období minimálních průtoků

Během období minimálních průtoků, čili během období sucha, má výhradní přednost řeka Svratka a dodržení jejího minimálního sanitárního průtoku.

Minimální průtok v toku pod nádrží VD Brno je stanoven dle „Zásad pro jednoleté a víceleté hospodaření s vodou v jednotlivých povodích“, které vydalo MVLH pod č.j. 66244/3552/ORVH/1976 a č.j. 54018/1102/ORVH-81, hodnotou **$MQ = 1,37\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$** . Tento průtok je platný i pro profil jezu Přízřenice.

Dále by měl být zajištěn minimální průtok v Mlýnském náhonu Přízřenice – Modřice **$MQ = 0,5\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$** , aby byl zajištěn biologický život v tomto náhonu.

V rámci regulačních stupňů se připouští snížení MQ ve Svratce pod jezem Přízřenice až na **$MQ_{\text{sníž.}}=0,800\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$** . [1]

Další odběry typu RP, Mlýnský náhon, odběr pro závlahy pod Brnem a MVE Přízřenice musí být podřízeny těmto průtokům.

Průtok MQ v řece Svratce může být veden i RP a MVE.

Průtoky v řece Svatce budou rozdělovány dle velikosti v tomto pořadí:

- $Q \leq 0,4\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ Voda bude vedena pře RP
- $Q = 0,4\text{--}1,285\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ Průtok veden přes RP a jez Přízřenice
- $Q = 1,285\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ Naběhnutí MVE Přízřenice, rozdělení průtoku:
 - $0,4\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ RP
 - $0,825\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ MVE Přízřenice (spuštění 1. turbíny)
- $Q = 1,285\text{--}1,785\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ Průtok přidělen pro Mlýnský náhon
- $Q = 1,758\text{--}1,985\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ Průtok přidělen pro závlahy pod Brnem

V tomto bodě jsou uspokojeny minimální odběry všech objektů přilehlých k jezu Přízřenice.

Vyšší průtoky již spadají pod nakládání s vodami v období běžných průtoků do Q_1 .

7.9.3 Nakládání s vodami v období běžných průtoků do Q_1

Jak bylo řečeno v předešlé kapitole, toto období nastává po uspokojení všech minimálních odběrů pro jednotlivé objekty, či po dosažení průtoku $Q = 1,985\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$.

Průtoky v řece Svatce budou v tomto období rozděleny následovně:

- $Q = 1,985\text{--}2,485\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ Nalepšení průtoku pro Mlýnský náhon
- $Q = 2,485\text{--}9,085\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ Průtok přidělen pro MVE Přízřenice
- $Q = 9,085\text{--}13,585\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ Průtok přidělen pro Mlýnský náhon (MVE Modřice)
- $Q = 13,585\text{--}51,3\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ Průtok veden přes jez Přízřenice

Po dosažení průtoku $Q = 51,3\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ bude muset být rozhodnuto správcem toku, jak nakládat s vyššími průtoky.

7.9.4 Nakládání s vodami v období návrhového povodňového průtoku

S vyššími průtoky se zmenšuje rozdíl hladin v nadjezí a podjezí, čili čistý spád pro MVE Přízřenice a tudíž i její produkce elektrické energie.

Při dosažení příliš vysokých průtoků bude MVE Přízřenice nucena zastavit provoz a zahradit nátokový objekt pro zabránění možného poškození vnitřního ústrojí MVE.

Návrhový průtok je možné mírně zmenšit několika postupy:

- Pouštění průtoku do Mlýnského náhonu do dosažení jeho kapacity $Q = 9,3\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$
- Pouštění průtoku do odběrného objektu pro závlahy pod Brnem $Q = 0,2\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$

Zbylé průtoky musí být převedeny přes jez Přízřenice.

Díky změně konstrukce jezu a snížení úrovně přelivné hrany o 1m bylo dosaženo stavu, že je jez schopen převést návrhový průtok, aniž by voda v přilehlém okolí vybřežila z koryta Svatky.

7.10 ZAČLENĚNÍ DO KRAJINY

Konstrukce jezu bude plnit původní účel konstrukce pevného jezu. Úroveň hladiny vody a využití vody ve zdrži zůstanou zachovány viz. kapitola 7.9. Byl navržen kartáčový rybí přechod z důvodu snadnějšího překonávání navrhované migrační překážky (jezu). Na pravém břehu zůstane zachována pěší stezka. V případě potřeby bude tato stezka přeložena přibližně o 1m na stranu. RP bude opatřen zábradlím, aby bylo zamezeno případnému úrazu chodců, kteří budou procházet okolo jezu Přízřenice. Levý břeh Svratky bude zachován téměř v původním stavu s výjimkou směněného tvaru nábrežní zdi, zavazovacích křídel a přítomnosti přístupové šachty. Odběrný objekt pro závlahy pod Brnem bude zachován v původním stavu. Nátokový objekt pro Mlýnský náhon bude pravděpodobně opatřen regulačním objektem.

8 ZÁVĚR

Cílem bakalářské práce byla studie rekonstrukce stávajícího pevného jezu Přízřenice na řece Svatce na říčním kilometru 40,840. Důvodem byl plán generelu odvodnění města Brna z roku 2007 [7] na přestavbu stávajících pevných jezů na řece Svatce na jezy pohyblivé. Byly popsány jednotlivé možnosti pohyblivých uzávěrů, ze kterých byly zvoleny nejvíce vhodné typy. Těmito typy jsou klapkový a vakový uzávěr. Po zvážení všech pro a proti v kapitole 4.2.1 byla jako pohyblivý uzávěr zvolena klapka. Součástí studie byl i návrh vhodného rybího přechodu, který zajistí snadnější migrační schopnost veškeré obsádce při překovávání migrační překážky (pohyblivého jezu). Následně byl proveden přibližný návrh MVE. Dále bylo provedeno napojení konstrukce jezu a MVE na přilehlé okolí.

V rámci studie bylo vypracováno posouzení stávajícího stavu koryta a přilehlých objektů v zájmovém území. To začíná v km 42,125 cestním mostem (IKEA a TESCO) a končí v km 40,445 hospodářským mostem Přízřenice.

Současný stav koryta toku je podrobně popsán v kapitole 3.2.1.

Pro návrh a posouzení konstrukce byly získány údaje z geologického vrtu ID J4, který se nachází jen několik metrů od zamýšlené konstrukce.

Díky snížení maximální hladiny v nadjezí při návrhovém průtoku výrazně snížena šance na rozliti Svatky do přilehlého okolí jezu.

Jelikož se jedná o zastavěnou oblast, byl jako návrhový průtok zvolen $Q_N = Q_{100} = 284 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Navržené parametry byly zvoleny tak, aby byl zajištěn odběr pro přilehlé odběrné objekty a MVE a byl zajištěn stupeň ochrany okolního území před povodněmi.

Jez byl navržen jako třípolový o šířce jednoho pole 10,5m. Pro návrh byl zvolen Jamborův práh a to z důvodu dobrých hydraulických vlastností a snadného převodu splavenin přes jez. Jamborův práh je vysoký 0,9m a sklon vzdušného líce byl navržen 1:2. Nadmořská výška přelivné hrany je snížena oproti původnímu stavu o 1m na 190,90m n.m.

Klapkový uzávěr je vysoký 1,96 m. Ovládání bylo zvoleno pomocí jednostranně umístěných hydraulických přímočarých motorů.

Za jezovou konstrukcí byl navržen vývar o konstrukční hloubce $d = 0,3\text{m}$ a délce $L_v = 13\text{m}$. Opevnění za vývarem je dlouhé $L_o = 50\text{m}$ a je rozděleno do dvou vrstev o největší tloušťce 1,7m. Hladina stálého vzduť byla zachována na původní kótě 192,86m n.m. Pro rybí přechod byla zvolena kartáčová konstrukce o výšce kartáčů 0,6m. Tento rybí přechod je vhodný pro přechod cejnového pásma, které se v daném revíru nachází.

Posouzení stability jezové konstrukce bylo provedeno pro dva stavy. Byly zvoleny stavy viz kapitola 6:

- Plně zahrazená jezová zdrž a nízké průtoky
- Vyhrazená zdrž a vysoké průtoky

Navržená konstrukce vykazuje dostatečnou bezpečnost pro všechny posuzované zatěžovací stavy.

Závěrem lze konstatovat, že cíle práce byly splněny v rozsahu stanoveného zadáním diplomové práce, které je uvedeno v úvodní části.

9 POUŽITÁ LITERATURA

- [1] *Manipulační řád pro jez Přizřenice*. 8.2.2012. Brno, 2012, 32 s.
- [2] VESELÝ, Jaroslav. *Vodohospodářské stavby: modul 01*. Brno: Cerm, 2011. ISBN 978-80-7204-759-8.
- [3] JANDORA, Jan a Jan Šulc. *Hydraulika: modul 01*. 1. vyd. Brno: Cerm, 2007, 178s. ISBN 978-80-7204-512-9.
- [4] ČÁBELKA, J.; KUNŠTÁTSKÝ, J. *Jezy*. Praha: SNTL, 1966. 555s.
- [5] <http://cz.wikipedia.org>
- [6] <https://maps.google.cz>
- [7] Generel odvodnění města Brna z roku 2007: *Zpracovatel – Povodí Moravy s.p., útvar hydroinformatiky, Brno, Dřevařská 11*
- [8] *Studie protipovodňových opatření na území Jihomoravského kraje: Kapitola 4: Shrnutí a stanovení priorit*. 1. vyd. 2007, 104 s. Dostupné z: http://www.kr-jihomoravsky.cz/archiv/ozp/protipovodnova_opatreni_jmk_2007/4_cast/Kapitola_4.pdf
- [9] Povodí Moravy s. p.: www.pmo.cz
- [10] Český hydrometeorologický ústav: www.chmi.cz
- [11] Česká geologická služba: dostupné z <http://www.geology.cz/extranet/mapy/mapy-online>
- [12] *Hradící vakové jezy. Hradící vakové jezy* [online]. [cit. 2015-04-19]. Dostupné z: <http://www.rubena.eu/index.php?stranka=4&scid=264&jazyk=cesky>
- [13] http://storm.fsv.cvut.cz/on_line/tok1/Rybochody.pdf
- [14] *Metodika pro využití kartáčové technologie pro zajištění a zlepšení migrační prostupnosti vodních toků*. první. Praha: Ministerstvo životního prostředí, Vršovická 1441/65, Praha, 2013, 26 s. ISBN 978-80-7212-590-6. Dostupné z: http://www.opzp.cz/soubor-ke-stazeni/48/14523-metodika_vyuziti_kartacove_technologie_28_2_2013.pdf
- [15] Moravský rybářský svaz: <http://www.mrk.cz/rybarske-reviry.php?id=1436>
- [16] Ústav územního rozvoje: <http://www.uur.cz/images/uzemnirozvoj/cestovniuruch/technickepamatky/texty/02-kraj-jihomoravsky.pdf>
- [17] Turistika.cz: <http://www.turistika.cz/brno-a-okoli/technicka-pamatka>
- [18] <http://www.jizni-morava.info/kultura-poznani/technicke-pamatky>
- [19] VÝBORA, Pavel. *Jezy: určeno pro posl. Fak. Stavební*. 1. vyd. Praha: SNTL, 1985, 146 s.
- [20] ČSN 75 0120, Vodní hospodářství, Názvosloví hydrotechniky, Jezy Praha HYDROPROJEKT, 1.7.2009
- [21] Podklady z předmětu BR06 – Hydrotechnické stavby I
- [22] *Studie proveditelnosti zprůchodnění migračních překážek na vodních tocích v povodí Vltavy: 2. Katalog opatření*. první. Praha: Vodohospodářský rozvoj a výstavba, a. s.

- Divize 02, Praha 5, 2011, 52 s. Dostupné z: <http://www.pvl.cz/planovani-v-oblasti-vod/ostatni-koncepcni-dokumenty/studie-proveditelnosti-revitalizacnich-opatreni>
- [23] TNV 75 2321 - Ministerstvo zemědělství: Zprůchodňování migračních bariér rybími přechody. 1997, 27 s. Dostupné z: http://eagri.cz/public/web/file/104412/TNV_75_2321.pdf
- [24] Podklady poskytnuté povodím Moravy
- [25] ČSN EN 1990 (730002), Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [26] VÝBORA, Pavel a Otto POSEDNÍK. Navrhování jezů. Vyd. 1. Brno: Vysoké učení technické, 1989, 139 s. ISBN 80-214-1070-1.
- [27] ČSN 73 1208, Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů
- [28] HW.server s.r.o.: Vodní elektrárny - mikro, malé i velké - druhy, principy, provedení. Automatizace.hw.cz [online]. Praha: Antonín Vojáček, 2006 [cit. 2016-12-08]. Dostupné z: <http://automatizace.hw.cz/clanek/2006121301>
- [29] ŠAMÁNEK, Libor. Malé vodní elektrárny - proč, kde a jak? Biom.cz [online]. 2001, 2001(6), 1-6 [cit. 2016-12-08]. Dostupné z: http://biom.cz/upload/6e01d6d4c4835ec93cda508772f3bf6e/male_vodni_elektrarny_p_roc_kde_a_jak.pdf
- [30] ŠTOL, Bohuslav. Oprava stavidlových uzávěrů jezu Přízřenice. Zpravodaj o vodě. 2018, 2015(4), 12-12.
- [31] Digitální databáze vodohospodářských dat. Digitální databáze vodohospodářských dat [online]. Výzkumný Ústav Vodohospodářský T. G. Masaryka, 2014 [cit. 2016-12-08]. Dostupné z: <http://www.dibavod.cz/>
- [32] VAIT, Jiří. Kartáčový rybí přechod [online]. Povodí Vltavy, s.p., , 1-30 [cit. 2016-12-08]. Dostupné z: <http://strednicechy.ochranaprirody.cz/res/archive/105/014561.pdf?seek=1373445616>
- [33] ŘÍHA, Jaromír a Miroslav ŠPANO. Hodnocení bezpečnosti určených vodních děl metodou mezních stavů: certifikovaná metodika. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2016. ISBN 978-80-214-5326-5.

10 SEZNAM TABULEK

Tabulka 1: Orientační hodnoty součinitele přepadu m [19].....	16
Tabulka 2: Hodnoty N -letých průtoků na řece Svatce [1][10]	35
Tabulka 3: Hodnoty M -denních průtoků Přízřenice [1].....	35
Tabulka 4: Rozdělení průtoků řeky Svatky mezi přilehlé objekty jezu Přízřenice.....	35
Tabulka 5: Základní parametry spodní stavby [1]	38
Tabulka 6: Základní parametry pohyblivé části [1]	38
Tabulka 7: Hodnoty m -denních průtoků jezu Přízřenice [1].....	50
Tabulka 8: Hodnoty N -letých průtoků jezu Přízřenice [1].....	50
Tabulka 9: Výpočet měrné křivky přepadu.....	54
Tabulka 10: Orientační hodnoty součinitele přepadu m [19].....	56
Tabulka 11: Výpočet manipulace - synchronní pohyb 3 uzávěrů	57
Tabulka 12: Výpočet manipulace – synchronní pohyb 2 uzávěrů	57
Tabulka 13: Výpočet manipulace – Manipulace 1 uzávěru	58
Tabulka 14: Návrh hloubky vývaru-bez zahloubení	61
Tabulka 15: Návrh hloubky vývaru-konstrukční vývar $d=0,3m$	61
Tabulka 16: Návrh tloušťky vývarové desky	62
Tabulka 17: Hodnoty součinitele K [19].....	62
Tabulka 18: návrh délky vývaru.....	62
Tabulka 19: Návrh délky opevnění za vývarem.....	63
Tabulka 20: Výpočet hloubek výmolu v podjezí	63
Tabulka 21: Návrh velikosti záhozového kamene	64
Tabulka 22: Návrh rybiho přechodu - výsledky.....	65
Tabulka 23: Výpočet průtoků a spádu na MVE.....	67
Tabulka 24: Výpočet výkonu a výroby elektrické energie MVE.....	68
Tabulka 25: Úrovně hladin.....	71
Tabulka 26: Výslednice působících sil pro normální stav	74
Tabulka 27: Výslednice působících sil pro povodňový stav	76
Tabulka 28: orientační hodnoty minimálních průtoků zajišťující migrační průchodnost v RP [23]	86

11 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 2.1: Tvary přelivných hran	14
Obrázek 2.2: Přední i zadní zhlaví návodního pilíře [5]	15
Obrázek 2.3: Schéma návrhu přepadového součinitele [19].....	16
Obrázek 2.4: Srubový jez[2]	17
Obrázek 2.5: Dřevěný jez s kamennou výplní[2].....	17
Obrázek 2.6: Betonový jez s proudnicovou přelivnou plochou[2]	18
Obrázek 2.7: Zděný jez Helmovský na řece Vltavě v Praze[5]	18
Obrázek 2.8: Klapkové uzávěry[5]	21
Obrázek 2.9: Desková klapka oboustranně podepřená[5].....	21
Obrázek 2.10: Troubová klapka s jednostranným pohonem vřetenovým pohybovým mechanismem[5]	22
Obrázek 2.11: Dutá svařovaná klapka[5].....	23
Obrázek 2.12: Pneumatický jezový uzávěr použitý na Jevišovce u Žerotic[5]	24
Obrázek 2.13: Rybí osádka [13].....	25
Obrázek 2.14 Tůňový rybí přechod [13].....	26
Obrázek 2.15: Štěrbínový rybí přechod [13].....	26
Obrázek 2.16: Komůrkový rybí přechod [13].....	27
Obrázek 2.17: Kartáčový rybí přechod [14].....	28
Obrázek 2.18: Výkonnostní pokrytí jednotlivých typů turbín[29].....	29
Obrázek 2.19: Typy některých používaných turbín [29]	30
Obrázek 3.1: Brno [6].....	31
Obrázek 3.2: Poloha jezu Přízřenice[1].....	32
Obrázek 3.3: Situace jezu Přízřenice [6]	32
Obrázek 3.4: Situace jezu Přízřenice[6]	33
Obrázek 3.5: Graf historických průtoků Q_{100} [7]	36
Obrázek 3.6: Mapa záplavových území [31]	36
Obrázek 3.7: Geologické poměry Brno - Přízřenice [11]	37
Obrázek 3.8: Nátokový objekt pro bývalý mlýnský náhon.....	39
Obrázek 3.9: Odběrný objekt pro závlahy pod Brnem.....	40
Obrázek 4.1: Rybí přechod [32]	46
Obrázek 4.2: Varianta rekonstrukce A	48
Obrázek 4.3: Porovnání původního stavu jezu a varianty A	48
Obrázek 4.4: Varianta rekonstrukce B	49

Obrázek 5.1: Schéma spodní stavby jezu.....	51
Obrázek 5.2: graf měrné křivky přelivu a porovnání s původním stavem.....	55
Obrázek 5.3: Schéma pro určení součinitele přepadu [19]	56
Obrázek 5.4: Graf měrné křivky při manipulaci s uzávěry	59
Obrázek 5.5: Výpočtové schéma hloubky vývaru	60
Obrázek 5.6: Parametry průtoku a výkonu turbín HYDROCHROM pro návrh průměru Kaplanovy turbíny.....	66
Obrázek 6.1: Izolinie piezometrických výšek filtračního proudění v podjezí za normálních průtoků	71
Obrázek 6.2: Schéma působících sil za normálního stavu (viz. P.9)	72
Obrázek 6.3: Výslednice působících sil za povodňového stavu (viz. P.11).....	75

12 SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

Q_a	$[m^3 \cdot s^{-1}]$	Průměrný dlouhodobý průtok
Q_1	$[m^3 \cdot s^{-1}]$	Jednoletý průtok
Q_2	$[m^3 \cdot s^{-1}]$	Dvouletý průtok
Q_5	$[m^3 \cdot s^{-1}]$	Pětiletý průtok
Q_{10}	$[m^3 \cdot s^{-1}]$	Desetiletý průtok
Q_{20}	$[m^3 \cdot s^{-1}]$	Dvacetiletý průtok
Q_{50}	$[m^3 \cdot s^{-1}]$	Padesátiletý průtok
Q_{100}	$[m^3 \cdot s^{-1}]$	Stoletý průtok
Q_{30}	$[m^3 \cdot s^{-1}]$	Třicetidenní průtok
Q_{90}	$[m^3 \cdot s^{-1}]$	Devadesátidenní průtok
Q_{180}	$[m^3 \cdot s^{-1}]$	Stoosmdesátidenní průtok
Q_{270}	$[m^3 \cdot s^{-1}]$	Dvěstěsedmdesátidenní průtok
Q_N	$[m^3 \cdot s^{-1}]$	Návrhový průtok
Q_k	$[m^3 \cdot s^{-1}]$	Kapacitní průtok
σ_z	$[-]$	Součinitel zatopení
b_o	$[m]$	Účinná šířka přelivu
b	$[m]$	Šířka přelivu
n	$[-]$	Počet kontrakcí
h_0	$[m]$	Energetická přepadová výška
m	$[-]$	Součinitel přepadu
g	$[m \cdot s^{-2}]$	Gravitační zrychlení
ε_p	$[-]$	Tvarový součinitel pilířů
ε_k	$[-]$	Tvarový součinitel zavazovacích křídel
H_{SV}	$[m \text{ n.m.}]$	Hladina stálého vzduší
h_h	$[m]$	Hloubka horní vody při Q_N
h_d	$[m]$	Hloubka dolní vody při Q_N
Δh	$[m]$	Výškový rozdíl horního a dolního dna
h_{kl}	$[m]$	Výška hradící konstrukce (klapky)
p	$[m]$	Výška spodní stavby nad horním dnem
h	$[m]$	Přepadová výška při Q_N
H	$[m]$	Spád hladin při Q_N
h_z	$[m]$	Výška dolní hladiny nad přelivnou hranou
s	$[m]$	Výška spodní stavby nad dolním dnem

α	[m]	Coriolisovo číslo
d	[m]	Šířka dělicího pilíře
B	[m]	Celková šířka dělicího pilíře
k	[m]	Rychlostní výška
L_v	[m]	Délka vývaru
L_o	[m]	Délka opevnění za vývarovým prahem
d_{90}	[mm]	Velikost 90% zrna
d_z	[mm]	Velikost záhozového kamene
A_0	[m]	Hloubka výmolu v podjezí
G_i	[kN·m ⁻¹]	Síla od vlastní tíhy konstrukce
A_i	[m ²]	Plocha konstrukce
γ_B	[kN·m ⁻³]	Objemová tíha betonu
G_u	[kN·m ⁻¹]	Síla od vlastní tíhy klapkového uzávěru
γ_u	[kN·m ⁻³]	Objemová tíha klapkového uzávěru
h_u	[m]	Výška klapkového uzávěru
V_i	[kN·m ⁻¹]	Síla od zatížení vodou
ρ	[kg·m ⁻³]	Objemová hmotnost vody
G_{zi}, Z_{ai}	[kN·m ⁻¹]	Síla od zatížení zeminou
γ_z	[kN·m ⁻³]	Objemová tíha zeminy pod vodou
ϕ	[°]	Úhel vnitřního tření zeminy
W_i	[kN·m ⁻¹]	Vztlková síla
A_{wi}	[m ²]	Plocha vztlkového obrazce
SB_p	[-]	Stupeň bezpečnosti proti posunutí po základové spáře bez spolupůsobení vývarové desky
f	[-]	Součinitel spolupůsobení přetížení
SB_{pd}	[-]	Stupeň bezpečnosti proti posunutí po základové spáře se spolupůsobením vývarové desky
SB_s	[-]	Stupeň bezpečnosti proti překlopení kolem vzdušné hrany
X	[m]	Pořadnice vztlaku z přetlaku
L_n	[m]	Nutná délka obtékaného obrysu
L_s	[m]	Skutečná délka obtékaného obrysu

C_B	[-]	Empiricky stanovený součinitel pro různé zeminy
RP	[-]	Rybí přechod
MVE	[-]	Malá vodní elektrárna
VD	[-]	Vodní dílo
MŘ	[-]	Manipulační řád
η_T	[-]	Účinnost turbín [-]
η_P	[-]	Účinnost převodů [-]
η_G	[-]	Účinnost generátorů [-]
P	[kW]	Výkon MVE
H	[m]	Čistý spád
E	[kW·h]	Výroba elektrické energie
P	[kW]	Výkon MVE
t	[h]	Časový interval

13 SEZNAM PŘÍLOH

- P.1 Přehledná situace 1:1000
- P.2 Přehledný podélný profil toku s pohyblivým jezem 1:5000/200
- P.3 Nové měrné křivky nadjezí a podjezí
- P.4 Půdorys pohyblivého jezu 1:200
- P.5 Řez pohyblivým jezem A-A' 1:100
- P.6 Řez pohyblivým jezem B-B' 1:100
- P.7 Kompletní tabulky výpočtu přepadových křivek spodní stavby a manipulace uzávěrem
- P.8 Izolinie piezometrických výšek filtračního proudění a gradientů rychlosti v podjezí při H_{SV}
- P.9 Schéma působících sil pro H_{SV} a Q_N
- P.10 Původní výkresová dokumentace jezu Přízřenice
- P.11 Fotodokumentace

V Brně Dne 5.1.2017

.....
Podpis autora
Bc. Michal Trněný